Provincia di Parma
COMUNE DI MEDESANO

*Committente*

*COMUNE DI MEDESANO*

*p.zza Marconi, 6 - 43014 Medesano*

*RUP*

ing. Claudia Miceli

*Titolo*

# *RISANAMENTO CONSERVATIVO - MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SCUOLA PRIMARIA DI VARANO MARCHESI*

*Fase*

*PROGETTO UNICO*

*(DEFINITIVO-ESECUTIVO)*

*Elaborato*

# RELAZIONE STATO DI FATTO: VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

*Elaborato n.* E01 *rev n.* .0

| | |
|---|---|
| *File* | ST87_rel01.0_190621_E01.0_Rel vuln SDF.doc |
| *Data* | *Descrizione* |
| 30 giugno 2019 | emissione |


*Progettista*

Ing. Matteo Lazzaretti

*via Braglia n. 5 - 43123 Parma (Pr)* *tel. +39 349 1667705*

*mail: matteolazzaretti.ingegnere@gmail.com* *PEC: matteo.lazzaretti.ingpec.eu*


ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PARMA
Dott. Ing. Matteo Lazzaretti Albo n. 1658

*timbro* *firma*


Ci riserviamo a termini di legge, la proprieta' di questo disegno, con divieto di riprodurlo e di renderlo comunque noto a terzi e Ditte concorrenti senza nostra autorizzazione.

## SOMMARIO

**1. Premessa ... 3**
**2. Riferimenti normativi ... 3**
**3. Descrizione del fabbricato e documentazione fotografica ... 4**
**4. Analisi storica ... 5**
4.1. La costruzione originaria ... 5
4.2. Modifiche successive ... 6
**5. Identificazione dell'organismo strutturale esistente ... 12**
5.1. Fondazioni ... 13
5.2. Strutture in elevazione ... 15
5.3. Solai ... 15
5.4. Copertura ... 16
5.5. Scale ... 16
5.6. Altri elementi e circostanze di interesse e utili alla modellazione ... 17
5.6.1. Caratterizzazione materiali ... 17
5.7. Rilievo del quadro fessurativo ... 18
**6. Aspetti geologici, geomorfologici e di caratterizzazione sismica del sito ... 20**
6.1. Inquadramento geografico e geomorfologico ... 21
6.2. Caratterizzazione sismica del sito ... 21
6.3. Indagine sismica microtremori ... 22
6.1. Determinazione del carico limite ... 23
**7. Criticità sismica dell'apparato strutturale esistente ... 24**
7.1. Organizzazione ottimale del sistema resistente ... 24
7.2. Criticità del sistema strutturale esistente ... 25
7.3. Altre vulnerabilità non quantificabili numericamente ... 36
**8. Modellazione numerica e metodo di analisi ... 36**
8.1. Generalità e software utilizzato ... 36
8.2. Definizione dei parametri di modellazione e individuazione dell'azione sismica di riferimento ... 37
8.3. Azioni sulla costruzione ... 43
8.3.1. Carichi variabili ... 43
8.3.2. Carichi permanenti ... 46
8.4. Analisi effettuate ... 48
8.4.1. Analisi statica lineare non sismica ... 49
8.4.1.1. Esiti delle verifiche ... 51
8.4.2. Analisi modale ... 52
8.4.2.1. Esiti delle verifiche ... 53
8.4.3. Analisi statica NON-lineare ... 55
8.4.3.1. Esiti delle verifiche ... 63
8.4.4. Analisi dinamica lineare sismica ... 64
8.4.4.1. Esiti delle verifiche ... 67
8.4.5. Analisi dei cinematismi locali ... 67
8.4.5.1. Esiti delle verifiche ... 67
**9. Conclusioni ... 80**

## 1. Premessa

La presente relazione è finalizzata alla descrizione delle operazioni eseguite con il fine di determinare la vulnerabilità sismica dell'edificio, **ubicato nel Comune di Medesano – loc. Varano Marchesi via Valle n. 88, adibito a Scuola Primaria**. Le risultanze della presente relazione costituiranno la "valutazione strutturale" dello stato di fatto della costruzione, da confrontare con lo stato di progetto, per determinare l'entità del miglioramento sismico conseguito.

**Le attività inerenti la presente progettazione definitiva/esecutiva furono affidate con Determinazione, del Responsabile di Settore ing. Claudia Miceli, N. 364 del 25/10/2016. Dato l'affidamento in data antecedente al 21/03/2018 continueranno a trovare applicazione i dettami del D. Min. Infrastrutture 14/01/2008.**

All'interno della relazione è esposta una descrizione della composizione plano-volumetrica dell'intero fabbricato, nonché delle relative tipologie costruttive con particolare riferimento alle strutture portanti in elevazione e orizzontali.

Sono stati infatti eseguiti una serie di sopralluoghi e saggi finalizzati al rilievo geometrico dell'edificio e alla caratterizzazione dei materiali riscontrati. L'analisi qui esposta è tesa all'individuazione della **VULNERABILITÀ SISMICA DELLO STATO DI FATTO, quale misura della propensione al danneggiamento strutturale dell'edificio in questione,** in riferimento alla potenzialità distruttiva del terremoto atteso nell'area dove sorge la struttura (Pericolosità sismica).

## 2. Riferimenti normativi

Si riportano di seguito le normative di riferimento per lo svolgimento dell'incarico:

- **D.P.R. n. 3800 del 6.06.2001:** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia" PARTE II - Normativa tecnica per l'edilizia;
- **O.P.C.M. n. 3274/03 come modificato dall'OPCM 3431 del 3/5/05:** "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici";
- **D.P.C.M. 12.10.2007 come aggiornato dalle NTC (cfr G.U. n. 47 del 26.02.2011):** "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni";
- **D.M. 14/01/2008**: "Norme tecniche per le costruzioni";

- **D.G.R.E.R 23/06/2008 n. 936:** "Programma delle verifiche tecniche e piano degli interventi di adeguamento e miglioramento sismico previsto all'art. 1, comma 4, lettera c) dell'OPCM 3362/2004 e s.m.i. (annualità 2005)". Per la parte di Istruzioni per le verifiche tecniche, per la Scheda di Sintesi e relativa Appendice;
- **Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 02.02.09:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

## 3. Descrizione del fabbricato e documentazione fotografica

L'edificio oggetto del presente documento è **ubicato nel Comune di Medesano – loc. Varano Marchesi,** in Via Valle, 88, **e adibito a Scuola Primaria**; individuato catastalmente al Foglio 27 mappale 205. L'area di sedime si colloca lungo un versante ad acclività moderata e morfologia dolce; poco più in quota rispetto alla sede stradale di via Valle. Le condizioni generali di stabilità del versante sono buone e non si rileva la presenza di fattori geomorfologici destabilizzanti che giustifichino condizioni di instabilità potenziale. Dal punto di vista litologico e sismico l'area è stata appositamente indagata e le risultanze di prova vengono allegate al presente progetto.

**Figura 1: Individuazione – foto aerea.**

L'edificio è di proprietà dell'Amministrazione Comunale di Medesano e presenta destinazione d'uso scolastica sin dalla sua edificazione; oggi è sede della Scuola Primaria con un numero di persone mediamente presenti pari a circa 13 unità durante la fruizione ordinaria (detta indicazione origina da una media pesata nell'arco delle 24 ore secondo i Dati di Esposizione nell'accezione della Scheda di Sintesi della Verifica Sismica per gli Edifici Strategici ai fini della Protezione Civile o rilevanti in caso di collasso emanata dalla Regione Emilia Romagna).

Lo stabile presenta un sedime di forma sostanzialmente rettangolare con due corpi aggiunti (a nord ed ovest) ed è disposto su tre livelli costituiti da un piano rialzato (di circa 60 cm rispetto al piano campagna), da un piano primo e da un sottotetto. La copertura è a falde.

Al piano rialzato trovano collocazione l'atrio d'ingresso, la palestra, un'aula e alcuni locali accessori (servizi, ripostiglio e centrale termica) mentre a piano primo sono presenti quattro aule con i relativi servizi. Una delle aule dispone di un terrazzo rivolto a nord.

Il sottotetto è unicamente destinato a deposito occasionale.

I collegamenti verticali sono garantiti da una cala interna. Esternamente è presente una scala antincendio che serve unicamente il piano primo.

L'ingresso principale è sul fronte nord.

## 4. Analisi storica

L'indagine preliminare, atta a ricostruire la "vita" del fabbricato, è stata condotta attraverso il reperimento di documenti d'archivio per la ricerca di informazioni di carattere storico e tecnico.

Tale fase ha riguardato la ricerca e l'acquisizione dei dati necessari per la ricostruzione temporale dì eventuali interventi che l'immobile ha subito dalla sua costruzione ad oggi, oltre all'identificazione geometrica dell'organismo strutturale al fine di definire un idoneo modello matematico attraverso il quale condurre le verifiche di vulnerabilità; implementando l'acquisizione documentale con le attività di rilievo.

Le fonti sono rappresentate dai documenti di progetto reperiti presso l'Amministrazione.

Riguardo alla storia sismica dell'edificio non risultano notizie di interventi di ristrutturazione messi in atto a seguito di eventi tellurici.

### *4.1. La costruzione originaria*

L'edificio risale agli anni 20' (inizio lavori nel 1922, ultimazione nel 1925) come testimoniato dalla documentazione progettuale a firma dell'ing. C. Brizzolara. Attraverso una campagna di sondaggi distruttivi e

rilievi è stato possibile reperire informazioni riguardo: la geometria delle strutture, la qualità dei materiali e l'organizzazione del sistema resistente.

L'edificio venne costruito con destinazione scolastica sin dalla sua origine.

### *4.2. Modifiche successive*

Successivamente all'edificazione originaria vengono riferiti diversi interventi:

- Sistemazione e restauro generale dell'edificio avvenuta negli anni 60'. L'intervento ha svolto soprattutto ripristini nelle finiture, nei serramenti e negli infissi. Ha inoltre agito sull'impiantistica senza intervenire sulle strutture.
- Ampliamento e parziale sovralzo ala ovest (anni 1970-75). A riguardo non è stato possibile reperire alcun documento testimoniale; è tuttavia lecito ritenere che l'eliminazione della parete nord nel locale palestra possa essere avvenuta nell'ambito di tale intervento;
- Ampliamento e sovralzo corpo aggiunto est (servizi e centrale termica). Non è stato possibile reperire alcuna indicazione relativamente a tali opere. Dal confronto con la documentazione progettuale dell'intervento degli anni 60' è però possibile concludere che le opere sono sicuramente successive a tale periodo;
- Manutenzione dell'edificio avvenuta nel 1994; scarsamente documentato avrebbe interessato, secondo le indicazioni verbali acquisite, intonaci e serramenti;
- Consolidamento strutture orizzontali del piano rialzato (2003). Si è trattato di un intervento locale per il ripristino della calpestabilità del pavimento del locale palestra affetto dal cedimento di una porzione del vespaio aerato costituito da voltini di mattoni pieni. I lavori hanno operato l'intera sostituzione del vespaio esistente con nuovi elementi in plastica tipo "igloo". Quanto descritto è stato desunto da alcune foto acquisite durante le opere. Non è stato rinvenuto alcun documento progettuale;
- Sostituzione solaio ligneo per la porzione di primo solaio sovrastante l'atrio di ingresso e l'adiacente aula a sud. In riferimento all'intervento si è acquisito l'elaborato grafico di progetto. Il nuovo solaio è stato realizzato in latero-cemento con cordoli in luce, rispetto ai muri, e innesti a "coda di rondine" per la solidarizzazione del solaio con le murature d'ambito (anni 2000 circa). Per tale intervento è stato possibile acquisire un elaborato grafico di progetto esecutivo dagli archivi del Comune (di seguito riportato per stralci ma privo del cartiglio e di una data certa) ma non è presente la relazione

di calcolo strutturale. L'assenza di cartiglio impedisce una datazione certa tuttavia i riferimenti normativi dei materiali fanno capo al DM 09.01.1996.

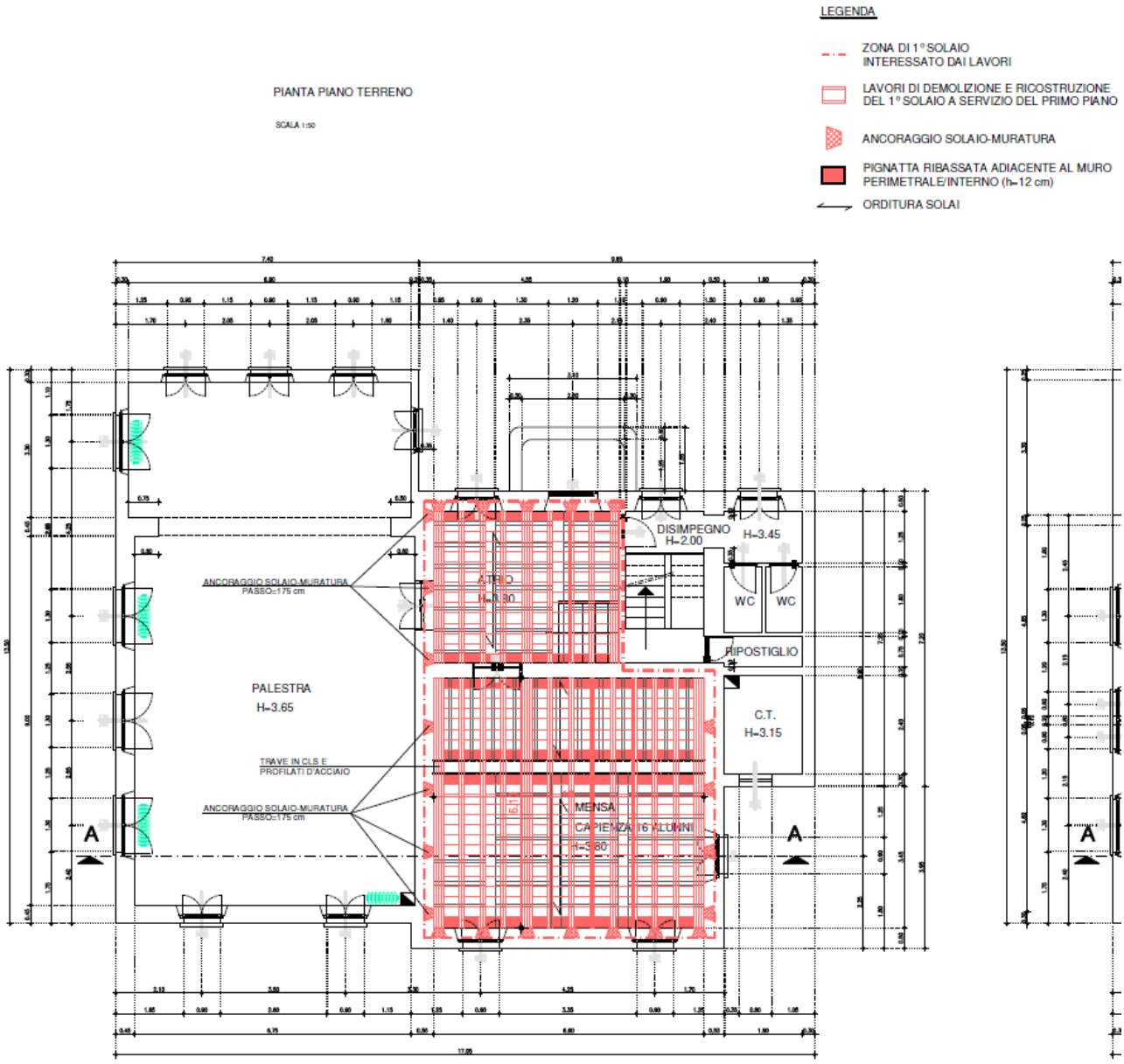



**Figura 2: Stralcio progetto esecutivo sostituzione porzione I solaio ligneo con nuovo in latero-cemento.**

AVORI

ONE E RICOSTRUZIONE
RVIZIO DEL PRIMO PIANO

IO-MURATURA

TA ADIACENTE AL MURO
RNO (h=12 cm)

PIANTA PIANO PRIMO

SCALA 1:50

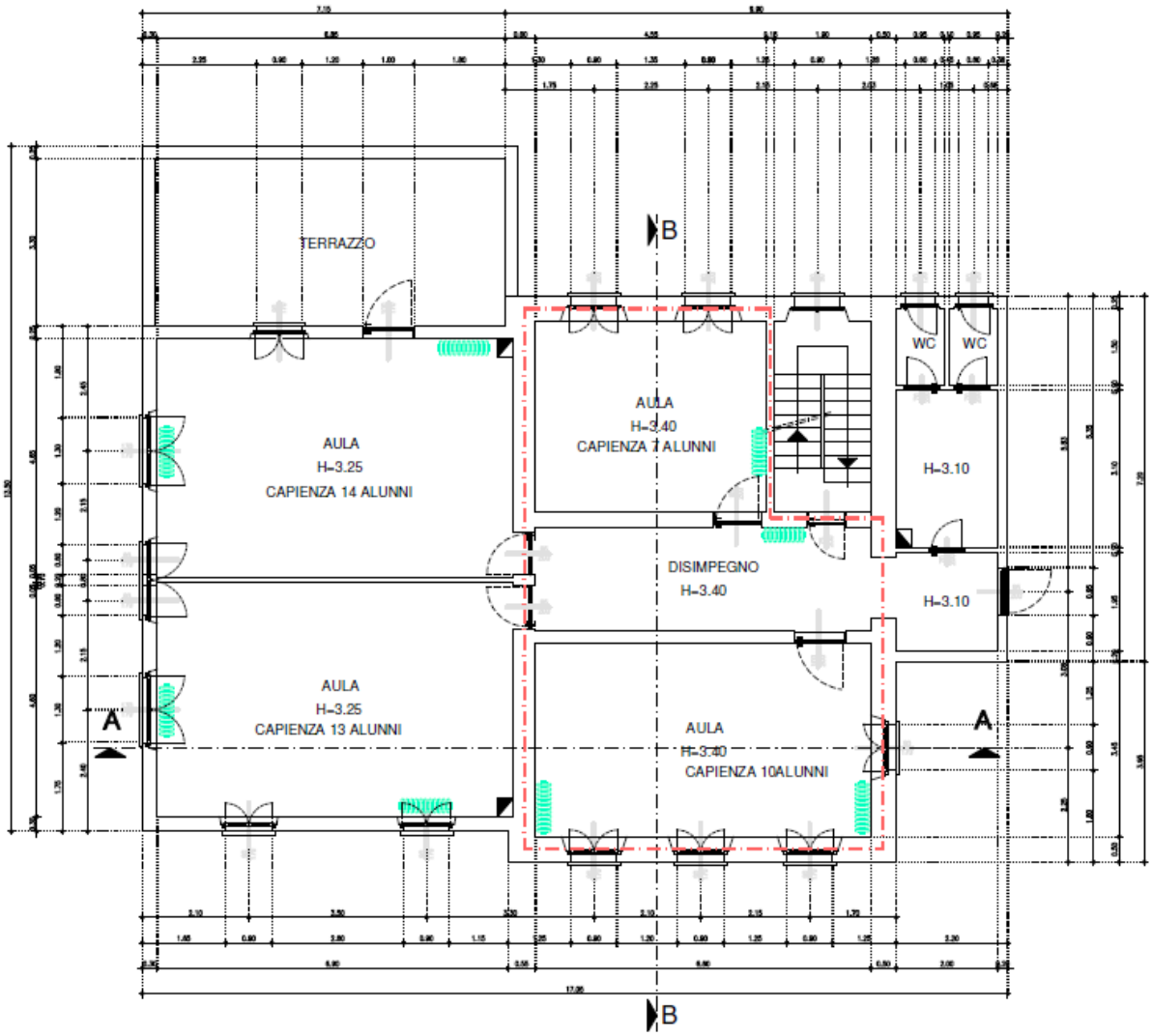



**Figura 3: Stralcio progetto esecutivo sostituzione porzione I solaio ligneo con nuovo in latero-cemento.**

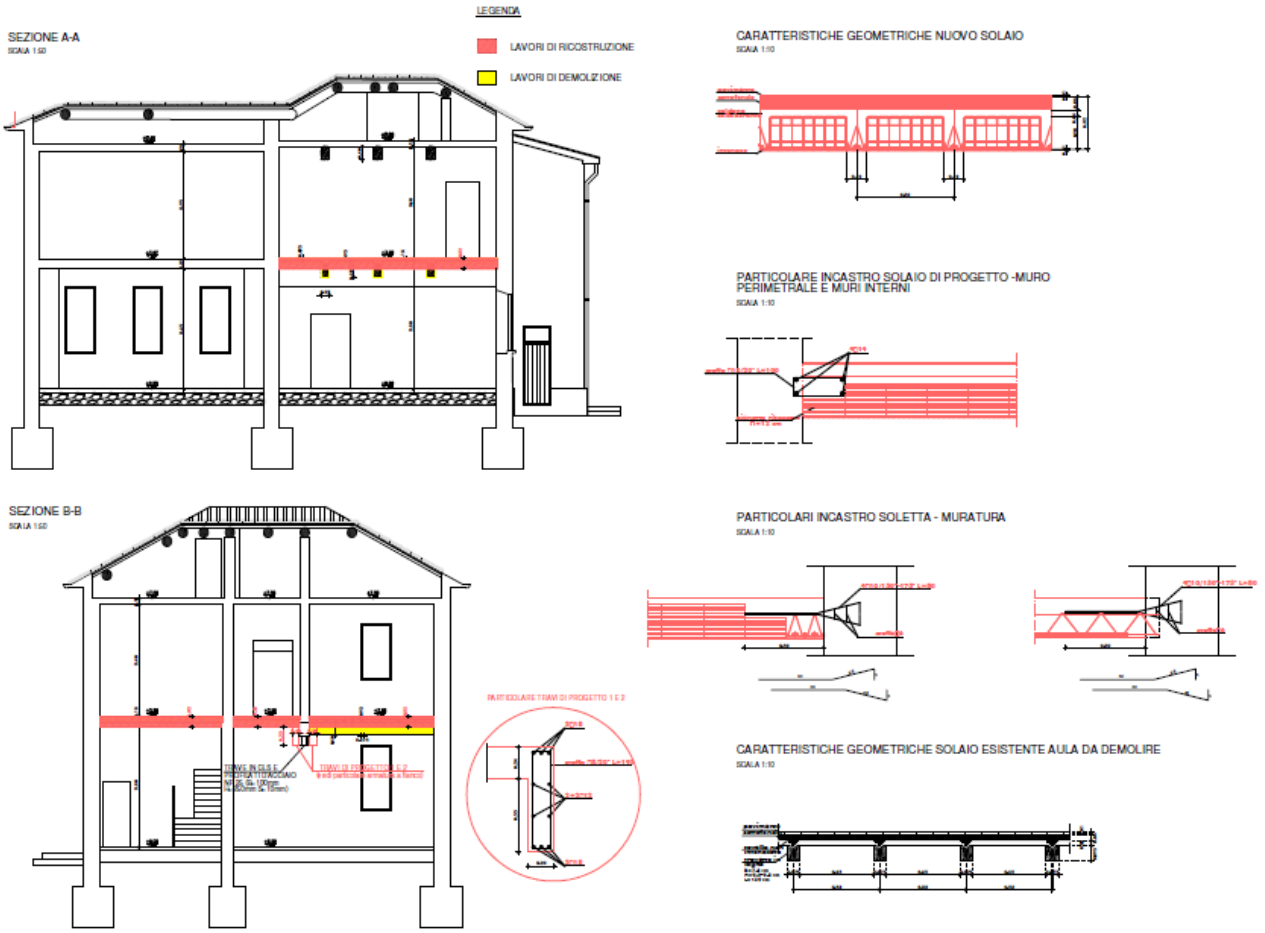



**Figura 4: Stralcio progetto esecutivo sostituzione porzione I solaio ligneo con nuovo in latero-cemento.**

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Conglomerato cementizio R'ck> 30 N/mm²

Armature metalliche in barre ad aderenza migliorata FeB 44 K (contr.)

Copriferro: 3.00 cm

D.M. 09/01/96

SOLAIO DI PROGETTO

SOLAIO A TRAVETTI TRALICCIATI IN LATERIZIO h=20+4

portata = 600 Kg./m² + peso proprio

Disporre nella soletta rete elettrosaldata ø 6 maglia 15"x15" (sovrapposizione minima 2 maglie)

**Figura 5: Stralcio progetto esecutivo sostituzione porzione I solaio ligneo con nuovo in latero-cemento.**

- La scala metallica esterna di sicurezza appare di recente realizzazione tuttavia non è stato possibile reperire la relativa documentazione progettuale, si ritiene tuttavia che essa non incida in maniera significativa sugli aspetti inerenti la vulnerabilità sismica dell'edificio.

Va sottolineato che, a dispetto del progetto originario, il solaio sopra la palestra (sulla porzione storica) è stato rinvenuto in laterocemento. Di tale sostituzione non è stata rinvenuta alcuna traccia. Parrebbe stato eliminato, nel tempo, anche un muro portante interno all'attuale mensa a piano rialzato (sostituito con una trave sottosporgente). Non si hanno notizie precise in tal senso ma la deduzione scaturisce dalla presenza, a piano primo, di una muratura portante poggiante proprio su tale trave, pertanto in "falso", che si suppone potesse trovarsi sulla verticale di una analoga parete a piano rialzato.

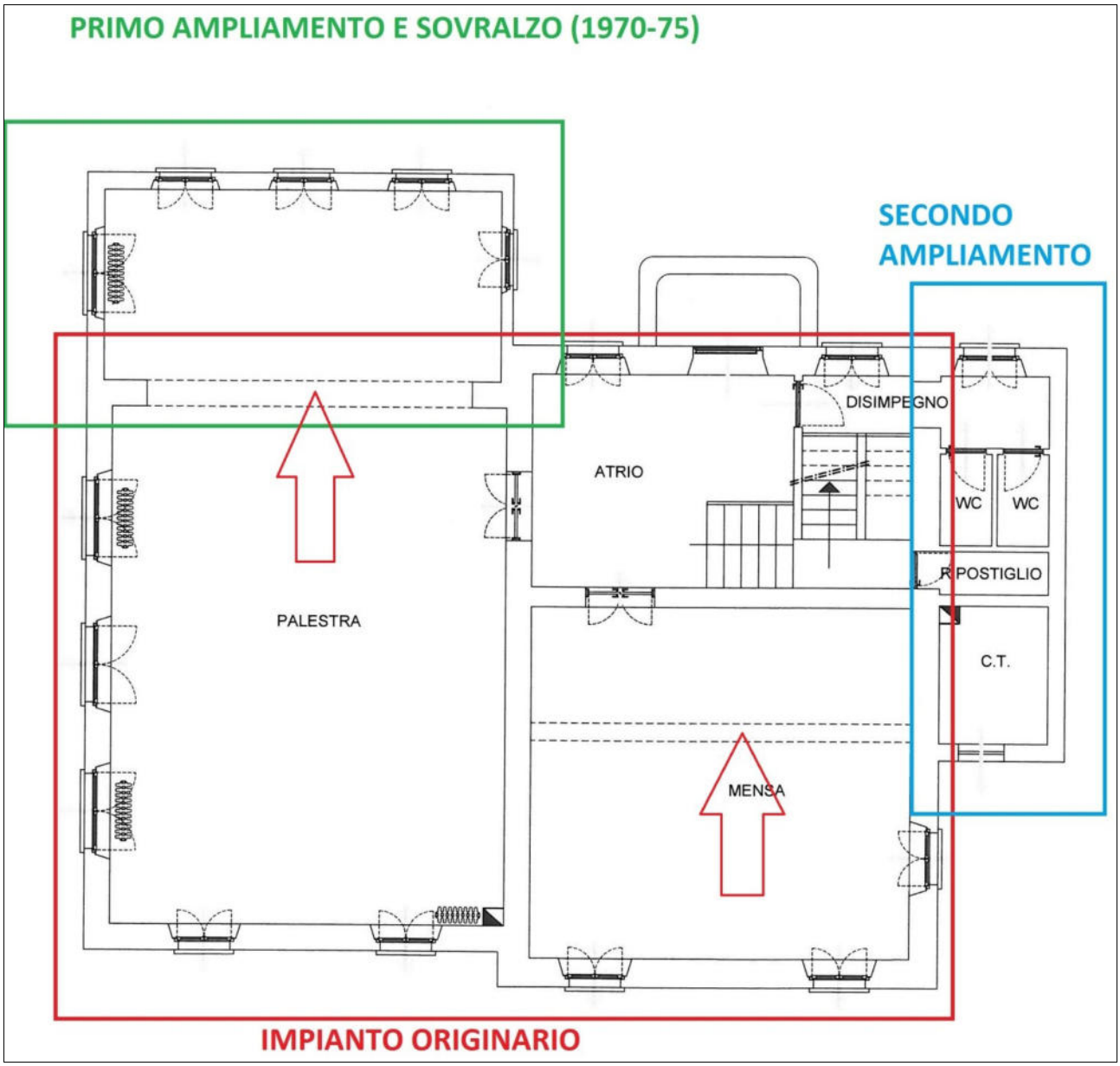



**Figura 6: Evoluzione sommaria – Piano rialzato.**

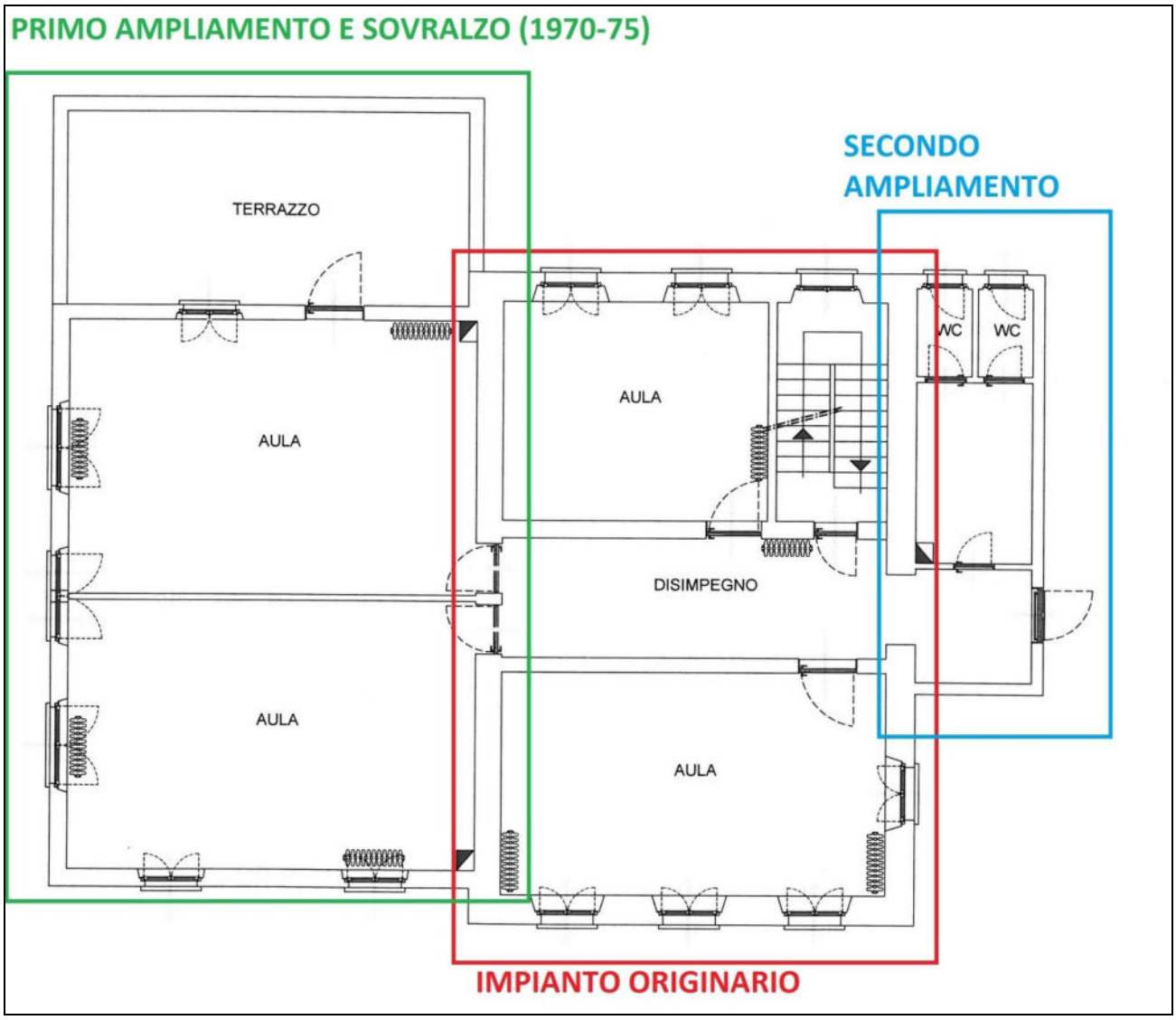



**Figura 7: Evoluzione sommaria – Piano primo.**

## 5. Identificazione dell'organismo strutturale esistente

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi strutturali.

All'interno della presente relazione vengono esposti gli esiti del rilievo geometrico e delle verifiche eseguite. Sono stati effettuati appositi saggi e prove per completare l'indagine conoscitiva; i cui esiti sono esposti all'interno della relazione sui materiali.

Le verifiche esperite hanno permesso di identificare le seguenti situazioni:

## 5.1. Fondazioni

L'indagine eseguita, con l'ausilio di un escavatore, ha permesso di riscontrare la presenza di fondazioni eterogenee:

- a nastro in c.a. di buona consistenza per le anime di fondazione degli ampliamenti recenti. Il saggio è stato effettuato sul fronte ovest, in corrispondenza del limite con l'ampliamento della palestra.

**Figura 8: Fondazioni ampliamento palestra fronte ovest.**

- Con trincea in ghiaia eterogenea per il nucleo originario.

**Figura 9: Fondazioni nucleo originario.**

Non sono stati rilevati fenomeni dovuti a cedimenti apprezzabili pertanto il sistema fondale è da ritenersi in buono stato di conservazione.

### 5.2. Strutture in elevazione

Effettuando alcune asportazioni di porzioni di intonaco dai paramenti murari si rilevano murature portanti di svariato genere, dovute, come detto in precedenza, agli interventi di ampliamento e sopraelevazione succedutisi nel tempo:

- NUCLEO ORIGINARIO: Muratura in pietrame disordinato con listature in mattoni pieni con malta di calce, con angoli in mattoni pieni.;
- AMPLIAMENTO NORD (PALESTRA) E PIANI PRIMO CORPO OVEST: Muratura in mattoni di laterizio semipieni tipo D. Uni con giunti di malta anche verticali; sottili in buone condizioni. Detti elementi sono presenti anche al sottotetto in corrispondenza di alcuni pilastrini di sostegno della copertura;
- AMPLIAMENTO EST (CENTRALE TERMICA E SERVIZI): Muratura in mattoni di laterizio semipieni con giunti di malta verticali assenti; sottili in buone condizioni;
- MURATURE INTERNE NUCLEO ORIGINARIO PORTANTI: In mattoni di laterizio pieni con giunti di malta sottili. Detti elementi sono presenti anche al sottotetto per i setti portanti gli elementi di copertura.

### 5.3. Solai

Dall'analisi dei documenti e dai saggi effettuati emerge quanto di seguito:

- PRIMO SOLAIO SOPRA PALESTRA: è in laterocemento dello spessore strutturale di 20+4, presenta pertanto caldana collaborante di 4 cm. Ad opera della società Policreo srl, nel settembre 2003, sono state esposte alcune verifiche strutturali a carico dell'edificio e, in particolare, di questo solaio. L'elemento è stato sottoposto ad una prova di carico per verificarne l'idoneità ai sovraccarichi variabili da normativa per gli edifici scolastici. La prova ha avuto esito positivo pertanto è da ritenersi che l'orizzontamento sia idoneo allo scopo cui è destinato;
- PRIMO SOLAIO SOPRA SECONDO AMPLIAMENTO EST: è in latero-cemento dello spessore strutturale di 20+4, presenta pertanto caldana collaborante di 4 cm. La caldana non è armata;
- PRIMO SOLAIO SOPRA ATRIO E MENSA: è in latero-cemento dello spessore strutturale di 20+4, presenta pertanto caldana collaborante di 4 cm armata che permette di poter considerare il solaio come rigido nel proprio piano. Detto elemento è peraltro di recente realizzazione ed è stato progettato per sostenere i sovraccarichi variabili degli ambienti didattici. La caldana collaborante è

armata, secondo le indicazioni di progetto esecutivo riportate nell'elaborato grafico, con rete elettrosaldata $\phi$ 6 maglia 15x15 cm.;

- SECONDO SOLAIO SOPRA AULE PRIMO (SOVRALZO OVEST): è in laterocemento dello spessore strutturale di 20+4, presenta pertanto caldana collaborante di 4 cm non armata. Il piano di calpestio è posto nei locali di sottotetto;
- SECONDO SOLAIO SOPRA SECONDO AMPLIAMENTO EST: è in laterocemento dello spessore strutturale di 20+4, presenta pertanto caldana collaborante di 4 cm non armata;
- SECONDO SOLAIO SOPRA AULE E DISIMPEGNO NUCLEO ORIGINARIO: presenta struttura portante in legno. Sulle aule realizzato con travi e travetti in legno sovrastate da tavellonato in laterizio; con i soli travetti e tavelloni sull'atrio. Non è possibile considerare il presente solaio come rigido nel proprio piano.

Tutti i solai risultano impostati, per ogni orizzontamento, alla medesima quota di intradosso.

### *5.4. Copertura*

La copertura è realizzata struttura portante in legno sovrastata da perlinato in legno grezzo a sostegno della copertura in coppi (doppio manto).

L'esame della struttura portante denota la presenza di alcuni elementi piuttosto deformati, sostenuti da riparazioni di "fortuna".

Inoltre è di scarsa efficacia il collegamento fra le strutture di copertura e la muratura perimetrale, che, in caso di sisma, potrebbe innescare fenomeni locali dovuti allo sfilamento degli elementi strutturali in legno dagli alloggiamenti nella muratura (ribaltamento delle pareti sommitali).

Si rilevano inoltre punti deboli nei collegamenti fra gli elementi strutturali dell'orditura primaria e secondaria. Questi si rivelano organizzati in forma piuttosto complessa e tecnicamente disordinata.

In occasione del rilievo non è stato possibile verificare lo stato delle teste degli elementi inseriti nella muratura, con il fine di valutarne lo stato di conservazione. Tale circostanza induce una certa cautela nella valutazione dello stato della struttura portante che potrebbe celare problemi dovuti a degrado per umidità delle teste di travi e travetti inseriti nella muratura (risultano infatti visibili problemi di infiltrazione latente e/o manifesta così come evidenziati nel cornicione in laterizio).

### *5.5. Scale*

Sono realizzate con archi rampanti.

## *5.6. Altri elementi e circostanze di interesse e utili alla modellazione*

### *5.6.1. Caratterizzazione materiali*

Per le murature si è fatto riferimento alla tabella C.8.A.2.1 contenuta nella Circolare esplicativa delle NTC 08 con riferimento alle murature rilevate (come sopra identificate).

| Tipologia di muratura | $f_m$ (N/cm²) | $\tau_0$ (N/cm²) | E (N/mm²) | G (N/mm²) | w (kN/m³) |
|---|---|---|---|---|---|
| | Min-max | min-max | min-max | min-max | |
| Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari) | 100<br>180 | 2,0<br>3,2 | 690<br>1050 | 230<br>350 | 19 |
| Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno | 200<br>300 | 3,5<br>5,1 | 1020<br>1440 | 340<br>480 | 20 |
| Muratura in pietre a spacco con buona tessitura | 260<br>380 | 5,6<br>7,4 | 1500<br>1980 | 500<br>660 | 21 |
| Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) | 140<br>240 | 2,8<br>4,2 | 900<br>1260 | 300<br>420 | 16 |
| Muratura a blocchi lapidei squadrati | 600<br>800 | 9,0<br>12,0 | 2400<br>3200 | 780<br>940 | 22 |
| Muratura in mattoni pieni e malta di calce | 240<br>400 | 6,0<br>9,2 | 1200<br>1800 | 400<br>600 | 18 |
| Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%) | 500<br>800 | 24<br>32 | 3500<br>5600 | 875<br>1400 | 15 |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%) | 400<br>600 | 30,0<br>40,0 | 3600<br>5400 | 1080<br>1620 | 12 |
| Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%) | 300<br>400 | 10,0<br>13,0 | 2700<br>3600 | 810<br>1080 | 11 |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%) | 150<br>200 | 9,5<br>12,5 | 1200<br>1600 | 300<br>400 | 12 |
| Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%) | 300<br>440 | 18,0<br>24,0 | 2400<br>3520 | 600<br>880 | 14 |

**Figura 10: Caratterizzazione murature (tab. C.8.A.2.1 circ. 617/09).**

Con riferimenti ai suddetti materiali è stato conseguito il Livello di conoscenza LC 2; prendendo a riferimento il valore medio delle resistenze e dei moduli elastici. A carico della muratura in pietrame si è tenuto conto delle listature e angoli in mattoni pieni quali elementi di rinforzo tali da indurre all'utilizzo dei coefficienti migliorativi dei parametri meccanici.

Il conseguente Fattore di Confidenza è pertanto pari a 1.20.

Maggiore dettaglio circa le assunzioni di cui sopra è riportato nella relazione sui materiali.

### 5.7. Rilievo del quadro fessurativo

Il rilievo del quadro fessurativo risulta di estrema importanza per definire eventuali criticità presenti nel fabbricato, imputabili a carenze del sistema strutturale nei confronti di azioni statiche o nei confronti dell'azione sismica.

Sulle tavole di stato di fatto viene riportata la collocazione e descrizione dei riscontri in sede di sopralluogo.

La struttura non presenta, in generale, fessurazioni significative fatte salve alcune evidenze a carico del primo solaio, per la porzione soprastante la palestra, che supporta una luce importante (circa 690 cm). Questa, confrontata con lo spessore, mostra un rapporto pari a circa 1/29 (spessore/luce); verificato per le normative dell'epoca ma oggi largamente oltre i limiti imposti dalle NTC 08' nei riguardi degli aspetti deformativi.

A parte la resistenza che non è in discussione (è stata verificata con apposita prova di carico da Policreo srl nel settembre 2003) destano preoccupazione gli aspetti deformativi che mostrano un abbassamento centrale con interessamento del pavimento (che perimetralmente presenta una fessura).

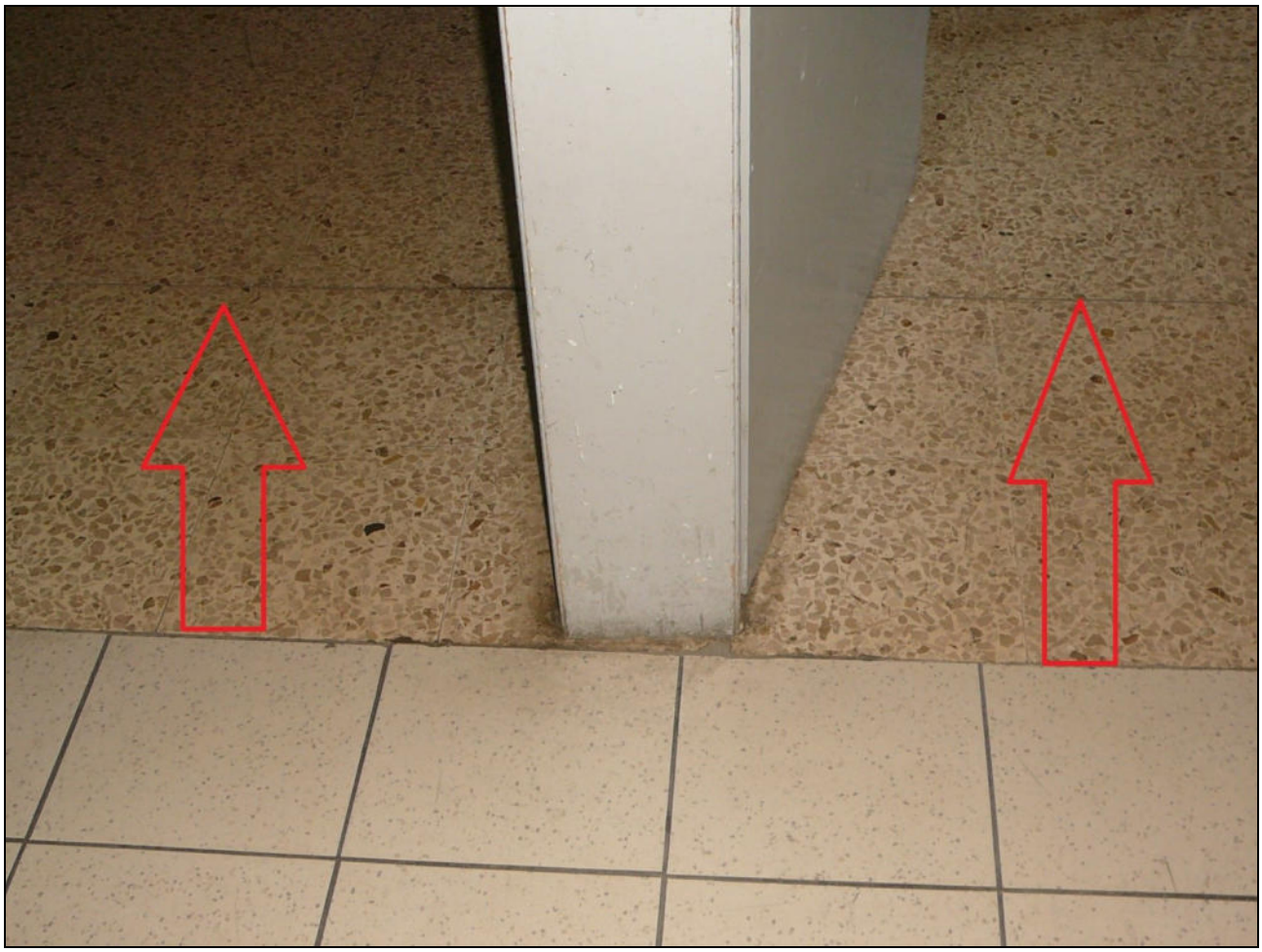


**Figura 11: Evidenze di eccessiva deformabilità I solaio in latero-cemento sopra palestra.**

**Figura 12: Evidenze di eccessiva deformabilità I solaio in laterocemento sopra palestra (vista intradosso).**

La presenza di fessurazioni preesistenti, imputabili a cause di natura statica, costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntiva in quanto il quadro fessurativo associato all'eventuale dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici.

Le fessurazioni riscontrate sono state classificate secondo la loro età (recenti o non recenti), la loro localizzazione, il loro andamento (verticali, orizzontali o diagonali) e la loro consistenza (estensione, ampiezza).

Il rilievo delle fessurazioni fornisce un primo quadro sintetico delle vulnerabilità presenti, consentendo di formulare un giudizio sulle cause, associando ogni lesione al probabile cinematismo che l'ha generata.

Sulla scorta di queste premesse è stato compilato il rapporto di verifica dello stato fessurativo più evidente dell'edificio, rappresentato nella tabella che segue, con corrispondente rappresentazione fotografica.

| N° fessuraz. | localizzazione | età | andamento | estensione | meccanismo |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | Perimetro pavimento aule piano primo (ampliamento anni 1970-75) | Presumibile post realizzazione ampliamento e sovralzo (anni 70'-'75) | Orizzontale su pavimento, perimetralmente al campo di solaio in corrispondenza delle murature portanti sottostanti | Limitata al campo di solaio soprastante la palestra per la porzione afferente il nucleo originario | Presunta eccessiva deformabilità orizzontamento (I solaio) sopra palestra per la porzione afferente il nucleo originario |
| 2 | Soffitto palestra nella porzione afferente il nucleo originario | Presumibile post realizzazione ampliamento e sovralzo (anni 70'-'75) | Parallelo orditura solaio | Limitata a un "campo" di pignatte a ridosso della parete perimetrale eliminata per ampliare la palestra ( porzione di solaio afferente il nucleo originario) | Presunta eccessiva deformabilità orizzontamento (I solaio) sopra palestra per la porzione afferente il nucleo originario e contemporaneamente all'eliminazione della parete perimetrale nord per l'ampliamento della palestra |

## 6. Aspetti geologici, geomorfologici e di caratterizzazione sismica del sito

L'Amministrazione ha messo a disposizione l'indagine geognostica effettuata dal dott. geol. Paolo Panicieri, della quale si esplicitano, di seguito, gli elementi di interesse per la presente verifica di vulnerabilità.

Sono state effettuate una prova sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) sul terreno, e tre misure HVSR, di cui una sul terreno e due all'interno della struttura. Sono poi state eseguite prove penetrometriche sul terreno di sedime dell'edificio.

### 6.1. Inquadramento geografico e geomorfologico

L'ambito in esame si colloca nella porzione sud-ovest dell'abitato di Varano Marchesi (Pr), ad una quota di circa 230 msl.m.

L'area è situata in un contesto morfologico leggermente acclive, completamente stabile, antropizzato.

### 6.2. Caratterizzazione sismica del sito

Il Comune di Medesano è classificato in zona sismica 3 con conseguente accelerazione sismica orizzontale per suolo tipo A, con probabilità di superamento pari al 10 % in 50 anni, pari a ag/g=0.05÷0.15.

Attraverso indagini appropriate (prova sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) è stato possibile determinare la **Vs,30** (Velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità)= **320 m/sec** che corrisponde alla **categoria del suolo di fondazione di tipo C** ("*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati daun graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs 30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s"* in conformità a quanto provvisto dalla tabella 3.2.II delle NTC 2008.

| Categoria | Descrizione |
|---|---|
| A | *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | *Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| 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 $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina). |
| D | *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina). |
| E | *Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m,* posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s). |

**Figura 13: Categorie di sottosuolo (Tab. 3.2.II del D.M. 14/01/08).**

La categoria topografica è identificabile nella T1.

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|---|---|
| T1 | Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15° |
| T2 | Pendii con inclinazione media i > 15° |
| T3 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30° |
| T4 | Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30° |

**Figura 14: Categorie topografiche (Tab. 3.2.IV del D.M. 14/01/08).**

### *6.3. Indagine sismica microtremori*

Con il fine di valutare il confronto fra la frequenza fondamentale del sottosuolo e possibili interferenze con il 1° modo di vibrare della struttura sono state effettuate indagini per l'acquisizione dei microtremori sismici del terreno naturale (un rilievo) e della struttura (due rilievi). Per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno degli strumenti più diffusi per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, denominato "TROMINO"®, certificato e coperto da brevetto internazionale.

Dall'interpretazione ed elaborazione dei dati ottenuti dai rilievi di microtremore sismico eseguito su terreno naturale, ed in particolare dal grafico RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE (H/V) che evidenza la presenza di eventuali picchi del rapporto H/V, che rappresentano il moto di "vibrazione" del sottosuolo e la sua frequenza fondamentale, si è ottenuto il "**Picco di frequenza (grafico Rapporto spettrale H/V)" per il terreno naturale=5,25 ± 0,81 Hz; per il quale si evidenzia un contrasto di impedenza sismica significativo (elevato visto che HVSR>>2). Questa può individuarsi quale "Frequenza fondamentale del sottosuolo".**

Dal grafico "AmplitudeSpectral ratio", (rilievi su strutture), è possibile desumere per ogni edificio analizzato la frequenza principale delle componenti orizzontali riferite agli assi N-S, E-W ed Up-Down strumentali:

- **N-S component (orizzontale): 7 Hz + picco secondario 16/18 Hz**
- **E-W component (orizzontale): 7.5 Hz + picco secondario 12/15 Hz**
- **Up-Down component (verticale): 12/18 Hz**

**Dal confronto tra i dati sopra esposti relativi al rilievo microtremori della struttura, con il grafico del rapporto spettrale H/V del terreno naturale, si nota che il terreno presenta prima frequenza fondamentale di vibrazione(Frequenza Fondamentale) a circa 5.25 Hz, mentre le componenti orizzontali N-S ed E-W del rilievo su struttura (1° modo di vibrare edificio) indicano valori variabili fra 7-8 Hz econ presenza di picco secondari o della componente verticale fra 12-18Hz.**

## 6.1. Determinazione del carico limite

Sono state effettuate 3 prove penetrometriche per ricostruire la stratigrafia. In generale sembrerebbero presenti terreni argillosi, tranne il rinvenimento di una modesta lente di sabbia.

La falda è stata rinvenuta a circa 2.3-3 m sotto il piano campagna.

Si desume pertanto un carico limite pari a 4.60 daN/cmq.

| ELENCO DEI DATI DI INPUT ED OUTPUT GEOTECNICI | | |
|---|---|---|
| GRANDEZZA | QUANTITA' | BREVE SUGGERIMENTO/COMMENTO |
| B (cm): | 100,0 | Introdurre la larghezza della fondazione. |
| D (cm): | 100,0 | Introdurre la profondità di scavo. |
| L (cm): | 800,0 | Introdurre la lunghezza della fondazione. |
| a (cm): | 0,0 | Distanza tra il pelo libero della falda e il piano di posa della fondazione (se la falda è sopra il p.posa fondazion |
| d (cm): | 130,0 | Profondità pelo libero della falda rispetto al p. posa della fondazione( se la falda è sotto il p.posa fondazione). |
| γ1 (daN/m³): | 1750 | Introdurre il peso dell'unità di volume al di sopra del piano d fondazione. |
| γ2 (daN/m³): | 1600 | Introdurre il peso dell'unità di volume al di sotto del piano di fondazione. |
| c (daN/cm²): | 0,840 | Coesione del terreno al di sotto del piano di fondazione (cu se in condizioni non drenate). |
| φ (°): | 0,0 | Angolo d'attrito del terreno al di sotto del piano di fondazione (0 se in condizioni non drenate). |
| γ2' (daN/m³): | 1600,0 | Peso dell'unità di volume efficace (diverso da γ2) in presenza di falda importante. |
| Nq: | 1,00 | IIª coefficiente di carico limite del terreno. |
| Nc: | 5,14 | Iª coefficiente di carico limite del terreno. |
| Nγ: | 0,00 | IIIª coefficiente di carico limite del terreno. |
| eB (cm): | 0,0 | Eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione in direzione B. |
| eL (cm): | 0,0 | Eccentricità dei carichi rispetto al baricentro della fondazione in direzione L. |
| B' (cm): | 100,0 | Base di calcolo ridotta. |
| L' (cm): | 800,0 | Lunghezza di calcolo ridotta. |
| sc: | 1,024 | Iª fattore di forma fondazione. |
| sq: | 1,000 | IIª fattore di forma fondazione. |
| sγ: | 0,950 | IIIª fattore di forma fondazione. |
| qapplicato (daN/cm²): | 0,00 | Assegnare il carico esterno (anche inclinato)sulla fondazione. |
| α (°): | 0,00 | Angolo di inclinazione, sulla verticale, del carico (se inclinato); se verticale porre l'angolo nullo. |
| qvert. (daN/cm²): | 0,000 | Componente verticale del carico inclinato sulla fondazione. |
| qorizz. (daN/cm²): | 0,000 | Componente orizzontale del carico inclinato sulla fondazione. |
| qscorrim.limite (daN/cm²): | 0,84 | Resistenza allo scorrimento relativo tra terreno e fondazione (di calcestruzzo o muratura). |
| 1° Caso: componente orizzontale parallela a B (base fondazione) | | |
| mB: | 1,889 | Esponente del carico inclinato. |
| iq: | 1,000 | IIª coefficiente del carico inclinato. |
| ic: | 1,000 | Iª coefficiente del carico inclinato. |
| iγ: | 0,000 | IIIª coefficiente del carico inclinato. |
| qlimiteSLU (daN/cm²): | 4,60 | Capacità portante caratteristica del terreno. |
| γR: | 2,30 | Coefficiente parziale per passaggio da carico ultimo caratteristico a carico di progetto SLU. |
| qlimiteSLU (daN/cm²): | 2,00 | Capacità portante di progetto SLU-GEO del terreno. |

**Figura 15: Determinazione q limite.**

Non vengono fatte valutazioni circa gli SLE in quanto i cedimenti sono sicuramente esauriti; a tal proposito la determinazione del carico limite di cui sopra è da ritenersi cautelativa in quanto è plausibile un sovra consolidamento del terreno sottostante le strutture di fondazione.

La costante di sottofondo alla Winkler è stata assunta pari a 0.05 N/mmc.

# 7. Criticità sismica dell'apparato strutturale esistente

Come premesso il complesso consta di un sistema resistente piuttosto omogeno (muratura portante; seppure costituito da materiali diversi).

## *7.1. Organizzazione ottimale del sistema resistente*

L'organizzazione del sistema resistente è un parametro essenziale per valutare la propensione di un edificio in muratura a resistere alle azioni sismiche, prescindendo dal materiale e dalle caratteristiche delle singole murature.

Il meccanismo resistente di una struttura in muratura sottoposta all'azione sismica si sviluppa infatti con l'impegno dei pannelli murari disposti parallelamente alle forze orizzontali, in funzione della massa delle pareti stesse e delle azioni trasmesse dai solai e dalle pareti trasversali.

E' chiaro che in assenza di efficaci collegamenti tra le pareti ortogonali ci potrebbero essere pannelli murari sottoposti ad azioni perpendicolari al loro piano, che potrebbero non resistervi. Questa rappresenta la condizione di carico più gravosa.

Lo stesso problema si potrebbe verificare in tutti quei casi in cui, lungo una delle due direzioni principali dell'edificio, manchino le pareti necessarie per assorbire le forze sismiche.

In definitiva si può affermare che la qualità del sistema resistente aumenta quando il comportamento della struttura si avvicina al sistema cosiddetto funzionamento "scatolare", che rappresenta il meccanismo ideale per gli edifici in muratura, caratterizzato da muri ortogonali, bene ammorsati tra loro e non eccessivamente distanti, che portano solai sufficientemente rigidi nel loro piano. In queste condizioni, le forze sismiche dovute alla massa dei solai e dei muri, perpendicolari alla direzione del sisma, possono essere trasferiti alle pareti dette di controvento, orientate parallelamente al sisma stesso. Ogni porzione di muro parallelo alla direzione del sisma, infatti, se sufficientemente estesa e ben ammorsata, è in grado di assorbire parte delle azioni indotte dal terremoto.

Per far si che questo comportamento ideale sia più vicino possibile al comportamento reale occorre che non si manifestino cinematismi locali che facciano prevalere gli effetti fuori piano, nel qual caso il collasso, o la perdita di funzionalità per l'edificio, sarebbero determinati da questi ultimi che in genere vengono attivati per modeste accelerazioni sismiche.

Oltre ai pannelli murari, anche i solai devono soddisfare alcuni requisiti essenziali al fine di trasferire in maniera ottimale l'azione sismica sulle pareti su cui appoggiano.

La qualità e la tipologia dei solai ha un notevole peso nel garantire un buon funzionamento degli elementi resistenti verticali.

Un solaio sufficientemente rigido nel proprio piano, con murature di contorno non eccessivamente distanti e ben ammorsato a tutti i muri perimetrali costituisce requisito essenziale per garantire il comportamento "scatolare" del sistema. Inoltre tale condizione permette anche una ridistribuzione degli sforzi orizzontali sismici permettendo una sorta di mutuo soccorso fra i maschi murari, che non può invece essere invocata in caso di solai flessibili.

Per consentire alla struttura una risposta ottimale al sisma, a prescindere dal materiale con cui è costruita, un altro criterio di fondamentale importanza è la sua regolarità, in pianta ed in altezza. La regolarità ottimizza la capacità di prevedere il comportamento della struttura.

La regolarità di una costruzione però non si limita solamente ad un aspetto teorico di modellazione; in caso di sisma, infatti, l'irregolarità contribuisce alla formazione di lesioni e fessurazioni lungo le linee di congiunzione che di fatto generano corpi di fabbrica separati, facendo perdere d'uniformità all'intero edificio colpito.

### *7.2. Criticità del sistema strutturale esistente*

La campagna di indagine effettuata ha consentito di individuare alcuni aspetti di criticità strutturale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali di natura sismica, e ciò anche a prescindere dalle verifiche analitiche/numeriche che sono state condotte sul modello strutturale di cui si riferirà più oltre.

Come già detto, infatti, la vulnerabilità sismica degli edifici in muratura, ossia la loro propensione a subire danni in occasione di fenomeni tellurici, dipende essenzialmente, oltre che dalle caratteristiche del sito, dalla loro organizzazione geometrica, dall'efficacia dei collegamenti degli elementi strutturali, dalla rigidità degli stessi e dalle resistenze meccaniche dei materiali.

Prima di addentrarsi nelle verifiche della sicurezza globale dell'edificio è necessario porre l'attenzione sugli aspetti che rappresentano evidenti situazioni di criticità, riscontrati nel corso delle indagini e legati esclusivamente all'impianto geometrico della costruzione nonché al collegamento ed alla rigidezza di alcuni elementi strutturali che la compongono.

In generale, la vulnerabilità alle azioni sismiche di un edificio in muratura è tanto minore quanto più la configurazione strutturale è tale da attivare la resistenza nel proprio piano dei pannelli murari.

Il comportamento ideale sotto questo aspetto è quello in cui i maschi murari sono ben ammorsati tra loro e resi collaboranti alla ripartizione delle azioni da solai rigidi.

Questa configurazione tecnica e geometrica definisce il comportamento ideale per un edificio in muratura garantendo un comportamento scatolare che è indispensabile, al di là delle resistenze specifiche dei materiali, per ridurre al minimo la propensione della struttura a subire danni eccessivi in presenza di sforzi orizzontali generati da azioni sismiche.

L'organizzazione dell'intera struttura ed il collegamento tra le sue parti devono pertanto essere tali da assicurare appropriata resistenza e stabilità ed un comportamento d'insieme scatolare.

Ciò si raggiunge, essenzialmente, garantendo le seguenti condizioni. Per ognuna di esse verrà valutato se essa sia o meno presente nell'edificio oggetto di verifica:

- i solai devono essere sufficientemente rigidi nel loro piano **(CONDIZIONE NON VERIFICATA PER L'EDIFICIO IN ESAME: SULLA PORZIONE DI SECONDO SOLAIO IN LEGNO E SUI SOLAI IN LATEROCEMENTO PRIVI DI SOLETTA ARMATA;**
- la distanza tra le pareti portanti il solaio e quelle controventanti deve essere il più simile possibile, e non eccessiva (CONDIZIONE SOSTANZIALMENTE VERIFICATA **A MENO DELLA PORZIONE OVEST (PALESTRA E SOPRASTANTI DUE AULE A PIANO PRIMO**).

  Dall'esame delle modifiche strutturali subite dall'edificio durante la propria vita si nota come paiono eliminate due pareti portanti (indicate dalle frecce) di estensione considerevole, cui fanno riscontro analoghe pareti a piano primo; anch'esse portanti. Questo ha generato un'inevitabile aumento dell'irregolarità della struttura in elevazione.

  Le modifiche hanno inoltre comportato una riduzione delle rigidezze in direzione parallela alle pareti eliminate, oltre a rendere "in falso" l'appoggio delle pareti soprastanti (i muri eliminati sono stati sostituiti con travi metalliche ribassate e rivestite con intonaco ma non risultano interventi compensativi della rigidezza perduta (cerchiature del vano)).

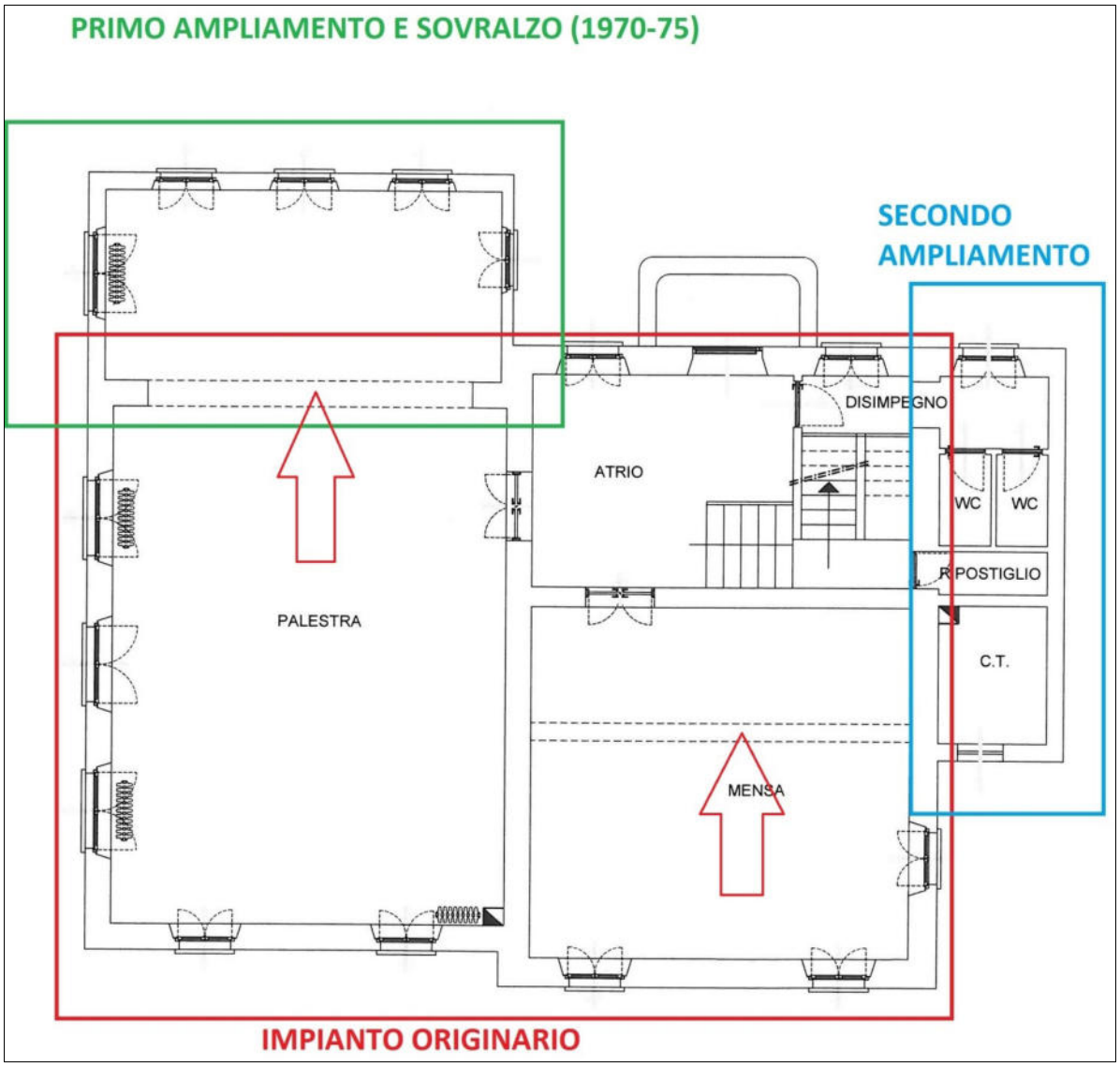



**Figura 16: Sintesi delle modifiche strutturali – Piano terra.**

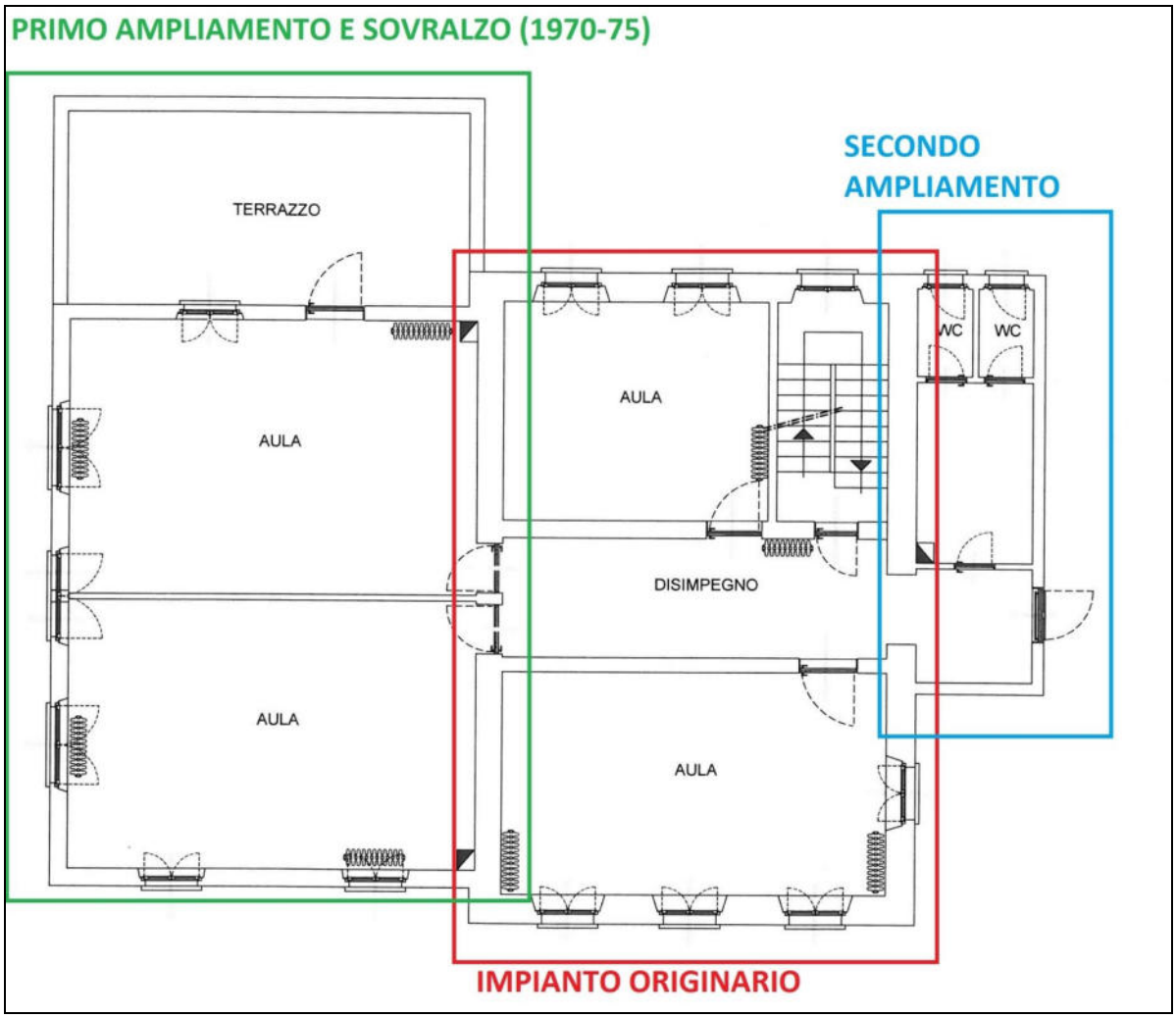



**Figura 17: Sintesi delle modifiche strutturali – Piano primo.**

- muri ed orizzontamenti devono essere efficacemente collegati fra loro (CONDIZIONE SOSTANZIALMENTE VERIFICATA RIGUARDO AI SOLAI LATEROCEMENTIZI, SONO INOLTRE PRESENTI IDONEE AMMORSATURE NELLE CROCI DI MURO PERIMETRALI **FANNO ECCEZIONE I SOLAI IN LEGNO E LA COPERTURA PER I QUALI IL COLLEGAMENTO ORIZZONTAMENTI-MURI E' DI SCARSA EFFICACIA**). A livello della copertura è lecito ritenere di scarsa efficacia il collegamento fra le strutture di copertura e la muratura perimetrale, che, in caso di sisma, potrebbe innescare fenomeni locali dovuti allo sfilamento degli elementi strutturali in legno dagli alloggiamenti nella muratura (ribaltamento delle pareti sommitali). Analogamente si può dire per le pareti di piano primo sovrastate dai solai in legno e tavelloni;
- le pareti devono essere collegate mediante ammorsamenti lungo le intersezioni verticali (CONDIZIONE SOSTANZIALMENTE VERIFICATA);

- i solai devono essere efficacemente collegati oltre che alle pareti ortogonali, anche a quelle parallele al senso di orditura (CONDIZIONE SOSTANZIALMENTE VERIFICATA PER I SOLAI LATEROCEMENTIZI DI RECENTE SOSTITUZIONE; **NON PER I RIMANENTI SOLAI E PER I SOLAI IN LEGNO PER I QUALI IL COLLEGAMENTO ORIZZONTAMENTI-MURI E' DI SCARSA EFFICACIA**). A livello della copertura è lecito ritenere di scarsa efficacia il collegamento fra le strutture di copertura e la muratura perimetrale, che, in caso di sisma, potrebbe innescare fenomeni locali dovuti allo sfilamento degli elementi strutturali in legno dagli alloggiamenti nella muratura (ribaltamento delle pareti sommitali). Analogamente si può dire per le pareti di piano primo sovrastate dai solai in legno e tavelloni;
- i maschi murari non devono essere eccessivamente snelli **(A RIGUARDO SONO PRESENTI ALCUNI MASCHI MURARI CHE PRESENTANO LA PROBLEMATICA CITATA. NELLA MODELLAZIONE IL LORO CONTRIBUTO DI CONTROVENTO ALL'AZIONE SISMICA E' STATO TRASCURATO TRASFORMANDOLI IN BIELLE RESISTENTI AI SOLI CARICHI VERTICALI);**
- devono essere eliminati tutti i meccanismi spingenti (NON SI RISCONTRANO MECCANISMI SPINGENTI NELL'EDIFICIO IN QUESTIONE, **FATTA SALVA LA PRESENZA DELLE SCALE AD ARCO RAMPANTE**);

- lo stato del cornicione in laterizio ne rivela la vulnerabilità a causa del probabile sfondellamento degli elementi in laterizio qualora soggetti a scuotimento sismico.

**Figura 18: Cornicione in laterizio.**

- l'esame della struttura portante di copertura denota la presenza di alcuni elementi deformati, sostenuti da riparazioni di "fortuna".

  Risultano inoltre da verificare le giunzioni fra elementi strutturali dell'orditura primaria e secondaria (queste appaiono di scarsa efficacia). Inoltre la struttura si rivela organizzata in forma piuttosto complessa e tecnicamente disordinata. In occasione del rilievo non è stato possibile verificare lo stato delle teste degli elementi strutturali lignei inseriti nella muratura, con il fine di valutarne lo stato di conservazione. Tale circostanza induce una certa cautela nella valutazione dello stato della struttura portante che potrebbe celare problemi dovuti a degrado per umidità delle teste di travi e travetti inseriti nella muratura (risultano infatti visibili problemi di infiltrazione latente e/o manifesta così come evidenziati nel cornicione in laterizio).

**Figura 19: Sostegno elementi lignei deformati.**

**Figura 20: Connessione complessa fra gli elementi dell'orditura principale e secondaria.**

**Figura 21: Connessione complessa fra gli elementi dell'orditura principale e secondaria.**

**Figura 22: Connessione complessa fra gli elementi dell'orditura principale e secondaria.**

- merita attenzione la configurazione delle scale ad arco rampante. In tal senso andrà verificato il contenimento della scatola muraria che le contiene per mettere in campo un sistema di tirantature metalliche atto a prevenirne l'"apertura" del vano scala.

**Figura 23: Scale con arco rampante.**

- Si richiamano infine le evidenze di deformazione a carico del primo solaio sopra la palestra nella zona afferente il nucleo originario della costruzione (come più sopra specificato nel rilievo del quadro fessurativo).

### *7.3. Altre vulnerabilità non quantificabili numericamente*

Non si rilevano problematiche di tale genere.

## 8. Modellazione numerica e metodo di analisi

### *8.1. Generalità e software utilizzato*

Attraverso i dati ottenuti dalla campagna di indagine (rilievo, carichi, caratteristiche dei materiali ecc.) è stato possibile costruire il modello numerico.

Il calcolo è stato svolto con il programma PCM di AEDES Software.

**E' stato raggiunto il Livello di Conoscenza LC2 cui corrisponde un Fattore di Confidenza FC=1.20 sugli elementi in muratura.**

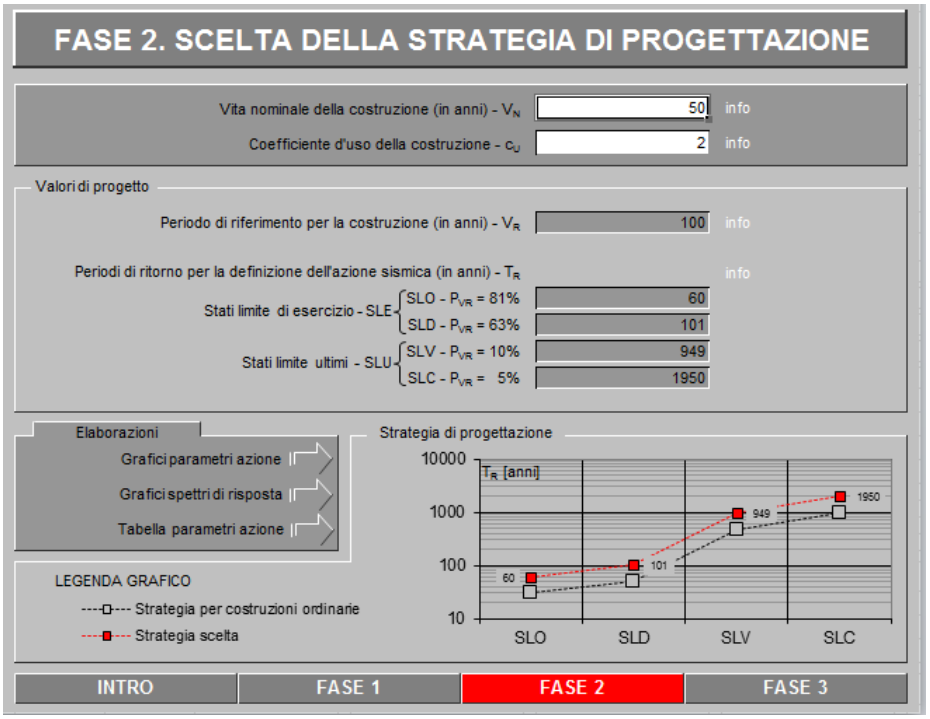
### *8.2. Definizione dei parametri di modellazione e individuazione dell'azione sismica di riferimento*

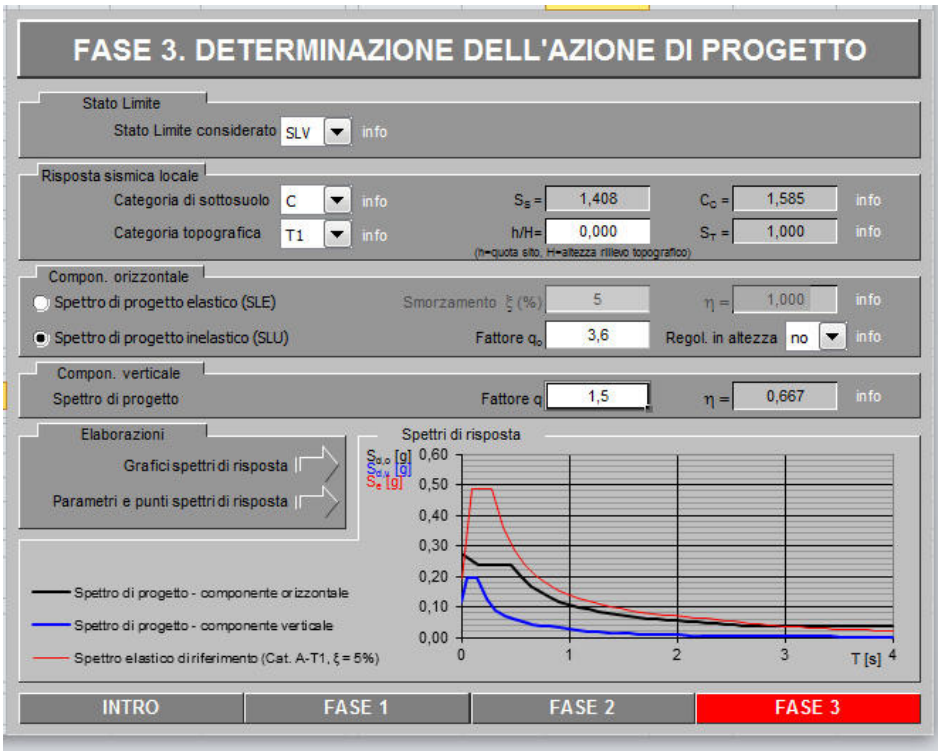
- VITA NOMINALE: E' stata considerata una **vita utile di per la struttura maggiore o uguale a 50 anni, in riferimento all'ordinarietà dell'opera** in oggetto;
- CLASSE D'USO: Trattandosi di edificio scolastico, ma con assegnate funzioni strategiche, ricade in **classe d'uso IV**.
- SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE: In esito alle risultanze dello studio allegato al progetto è stato acquisito il valore della VS,30. **Il valore determinato identifica il sottosuolo nella categoria B ipotizzando un affondamento della fondazione eccedente la realtà per una parte della struttura; si opta pertanto per considerare il sottosuolo in categoria C**. **Dal punto di vista topografico la categoria è da intendersi T1**, posto che la superficie intorno è leggermente acclive. Alla categoria T1 corrisponde un Coefficiente di amplificazione topografica ST pari a 1.0.
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr, ottenuto moltiplicando la vita nominale (Vn) per il coefficiente Cu dipendente dalla classe d'uso della costruzione secondo la formula:

  $$Vr = Vn \times Cu = 50X2.0 = 100$$

  **Il Valore di riferimento (Vr) per la costruzione oggetto di indagine viene pertanto determinato in 100 anni.**
- VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI REGOLARITA' DELL'EDIFICIO: La costruzione risulta **non regolare in pianta e in elevazione**;
- ALTRI PARAMETRI PER LA DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA: La definizione dello spettro elastico di progetto è stata effettuata considerando uno smorzamento convenzionale pari al 5 %. Il limite di applicazione dello spettro elastico determinato è il periodo fondamentale della struttura di progetto, che non può superare i 4.0 secondi. La struttura in oggetto rientra ampiamente in tale limite posto che i periodi fondamentali (nelle due direzioni) si aggirano su tempi inferiori al secondo. I rimanenti parametri

dello spettro sono stati determinati mediante le coordinate geografiche del sito (44°,752718 NORD e 10°,031989 EST). Medesano è classificata in zona 3 (bassa sismicità).




FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO
Stato Limite
Stato Limite considerato SLV info
Risposta sismica locale
Categoria di sottosuolo C info
Categoria topografica T1 info
Ss = 1,408
h/H= 0,000
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)
Cc = 1,585 info
ST = 1,000 info
Compon. orizzontale
Spettro di progetto elastico (SLE)
Spettro di progetto inelastico (SLU)
Smorzamento ξ (%) 5
Fattore q0 3,6
η = 1,000 info
Regol. in altezza no info
Compon. verticale
Spettro di progetto
Fattore q 1,5
η = 0,667 info
Elaborazioni
Grafici spettri di risposta
Parametri e punti spettri di risposta
Spettri di risposta
Sd,o [g]
Sd,v [g]
Se [g]
0,60
0,50
0,40
0,30
0,20
0,10
0,00
0
1
2
3
4
T [s]
Spettro di progetto - componente orizzontale
Spettro di progetto - componente verticale
Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, ξ = 5%)
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV**

**Parametri indipendenti**

| STATO LIMITE | SLV |
|---|---|
| $a_g$ | 0,195 g |
| $F_o$ | 2,490 |
| $T_C^*$ | 0,287 s |
| $S_S$ | 1,408 |
| $C_C$ | 1,585 |
| $S_T$ | 1,000 |
| q | 2,880 |

**Parametri dipendenti**

| | |
|---|---|
| S | 1,408 |
| $\eta$ | 0,347 |
| $T_B$ | 0,152 s |
| $T_C$ | 0,455 s |
| $T_D$ | 2,381 s |

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$S = S_S \cdot S_T$ (NTC-08 Eq. 3.2.5)

$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0{,}55;\ \eta = 1/q$ (NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5)

$T_B = T_C / 3$ (NTC-07 Eq. 3.2.8)

$T_C = C_C \cdot T_C^*$ (NTC-07 Eq. 3.2.7)

$T_D = 4{,}0 \cdot a_g / g + 1{,}6$ (NTC-07 Eq. 3.2.9)

**Espressioni dello spettro di risposta** (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$0 \leq T < T_B$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o}\left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$

$T_B \leq T < T_C$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$

$T_C \leq T < T_D$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$

$T_D \leq T$ | $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2}\right)$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo $\eta$ con 1/q, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

| | T [s] | Se [g] |
|---|---|---|
| | 0,000 | 0,275 |
| $T_B$ | 0,152 | 0,238 |
| $T_C$ | 0,455 | 0,238 |
| | 0,547 | 0,198 |
| | 0,639 | 0,169 |
| | 0,730 | 0,148 |
| | 0,822 | 0,132 |
| | 0,914 | 0,118 |
| | 1,005 | 0,108 |
| | 1,097 | 0,099 |
| | 1,189 | 0,091 |
| | 1,280 | 0,085 |
| | 1,372 | 0,079 |
| | 1,464 | 0,074 |
| | 1,556 | 0,070 |
| | 1,647 | 0,066 |
| | 1,739 | 0,062 |
| | 1,831 | 0,059 |
| | 1,922 | 0,056 |
| | 2,014 | 0,054 |
| | 2,106 | 0,051 |
| | 2,197 | 0,049 |
| | 2,289 | 0,047 |
| $T_D$ | 2,381 | 0,045 |
| | 2,458 | 0,043 |
| | 2,535 | 0,040 |
| | 2,612 | 0,039 |
| | 2,689 | 0,039 |
| | 2,766 | 0,039 |
| | 2,843 | 0,039 |
| | 2,921 | 0,039 |
| | 2,998 | 0,039 |
| | 3,075 | 0,039 |
| | 3,152 | 0,039 |
| | 3,229 | 0,039 |
| | 3,306 | 0,039 |
| | 3,383 | 0,039 |
| | 3,460 | 0,039 |
| | 3,537 | 0,039 |
| | 3,614 | 0,039 |
| | 3,692 | 0,039 |
| | 3,769 | 0,039 |
| | 3,846 | 0,039 |
| | 3,923 | 0,039 |
| | 4,000 | 0,039 |

- <u>ALTRI PARAMETRI PER LA MODELLAZIONE E L'ESECUZIONE DELLE VERIFICHE:</u>
  - <u>Solai considerati deformabili</u>: in ragione dell'assenza di caldane armate collaboranti. Tale assunzione incide anche sull'analisi non lineare per la quale il punto di controllo è stato individuato coincidente con il baricentro del piano con maggiore spostamento. Inoltre, vista l'assenza di piani rigidi, nell'analisi non lineare non è stata considerata l'eccentricità accidentale. Fanno eccezione i solai latero-cementizi di recente sostituzione che, data la presenza di caldana armata, sono stati considerati infinitamente rigidi;

- Modello a telaio equivalente di tipo SHEAR TYPE: con maschi murari vincolati in sommità a mezzo di incastri scorrevoli;
- Sono stati esclusi dai maschi murari sismo-resistenti alcuni elementi piuttosto snelli (la cui lunghezza è inferiore a 0.4 volte l'altezza delle aperture adiacenti). Detti elementi sono stati modellati come bielle che sostengono unicamente i carichi verticali.
- Verifiche nei maschi murari: Va precisato che la norma impone le verifiche a taglio scorrimento o, in alternativa, per fessurazione diagonale. E' stata scelta la seconda modalità perché più vincolante; inoltre non si hanno notizie di danneggiamenti per scorrimento anche in caso di elementi murari con giunti allineati quale quella in esame. Il comportamento della muratura è ipotizzato del tipo parabola rettangolo. Nelle verifiche a taglio è stata considerata l'azione reagente a presso-flessione e le verifiche a presso-flessione ortogonale sono state condotte con azioni convenzionali;
- Strisce: sono denominate "strisce" gli elementi orizzontali compresi fra i voltini e le corree/cordoli di solaio sovrastanti. Non viene verificata la sollecitazione a taglio posto che i carichi verticali vengono trasferiti agli adiacenti maschi murari ben piu' rigidi in direzione verticale. Le strisce sono state considerate con comportamento "ad arco" considerando che il loro funzionamento permette lo scarico dei gravami dovuti alla muratura soprastante sugli adiacenti maschi murari**. In ogni caso le verifiche a pressoflessione nelle strisce sono piuttosto delicate, dato che è assente lo sforzo normale e vi è una difficoltà intrinseca di modellazione secondo lo schema a telaio equivalente;**
- Sottofinestra: sono denominati "sottofinestra" gli elementi verticali compresi fra i maschi murari e posti al di sotto dei vani finestra. Non viene eseguita alcuna verifica a carico di tali elementi.
- Caratterizzazione dei materiali: Si rimanda alla relazione sui materiali;
- Carichi permanenti portati: i carichi permanenti portati, data la struttura esistente sufficientemente indagata, sono completamente noti. Essi sono stati pertanto considerati alla stregua dei carichi permanenti strutturali.
- Distribuzione trasversale dei carichi da solaio: a parte le volte per le quali viene normalmente considerata una distribuzione trasversale pari a 0.0%, è stato considerato che i solai operino una ridistribuzione traversale (nonostante il loro carattere di monodirezionalità) pari al:

- 20 %: per i solai in laterocemento;

Per i solai in legno si ipotizzano due casistiche:

- Solaio di soli travetti: ripartizione trasversale 0 %;
- Solaio di travi e travetti: ripartizione trasversale 15 %;

- Parametri terreno per verifiche in fondazione: sono stati assunti secondo quanto descritto in precedenza;

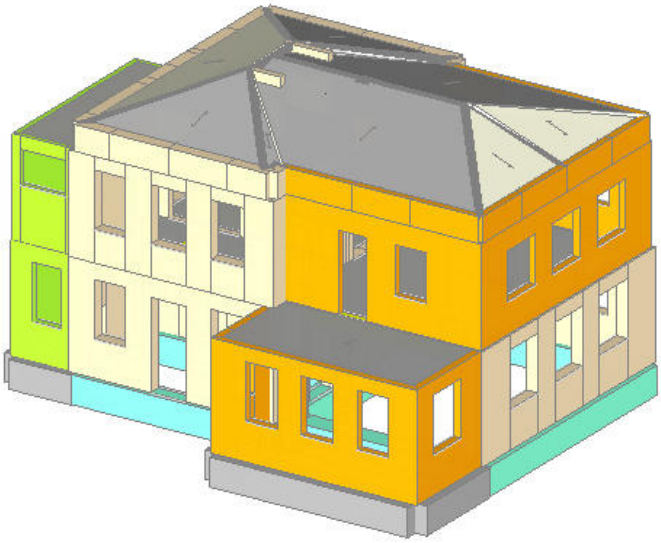


**Figura 24: Modello 3D PCM AEDES – facciata principale nord e fronte ovest.**

**Figura 25: Modello 3D PCM AEDES – vista da sud e est.**

## 8.3. Azioni sulla costruzione

### 8.3.1. Carichi variabili

**Carico neve:**

| | | |
|---|---|---|
| coperture | **124** | daN/mq |

**Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento**

| | | |
|---|---|---|
| C1: ambienti scolastici | **300** | daN/mq |

**Cat. C: Ambienti suscettibili di affollamento**

| | | |
|---|---|---|
| C2: ambienti suscettibili di affollamento | **400** | daN/mq |

**Cat. H1: Sottotetti accessibili per sola manutenzione**

| | | |
|---|---|---|
| H1: Sottotetti accessibili per sola manutenzione | **50** | daN/mq |

**CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO**

2) Emilia Romagna

| Zona | $v_{b,0}$ [m/s] | $a_0$ [m] | $k_a$ [1/s] |
|---|---|---|---|
| 2 | 25 | 750 | 0.015 |
| $a_s$ (altitudine sul livello del mare [m]) | | | 231 |
| $T_R$ (Tempo di ritorno) | | | 50 |
| $v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$<br>$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m | | | |
| $\underline{v}_b$ ($T_R$ = 50 [m/s]) | | | 25.000 |
| $\alpha_R$ ($T_R$) | | | 1.00073 |
| $v_b$ ($T_R$) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]) | | | 25.018 |

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$c_e$ (coefficiente di esposizione)

$c_p$ (coefficiente di forma)

$c_d$ (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ ($\rho$ = 1,25 kg/mc)

| $q_b$ [N/mq] | 391.20 |
|---|---|

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

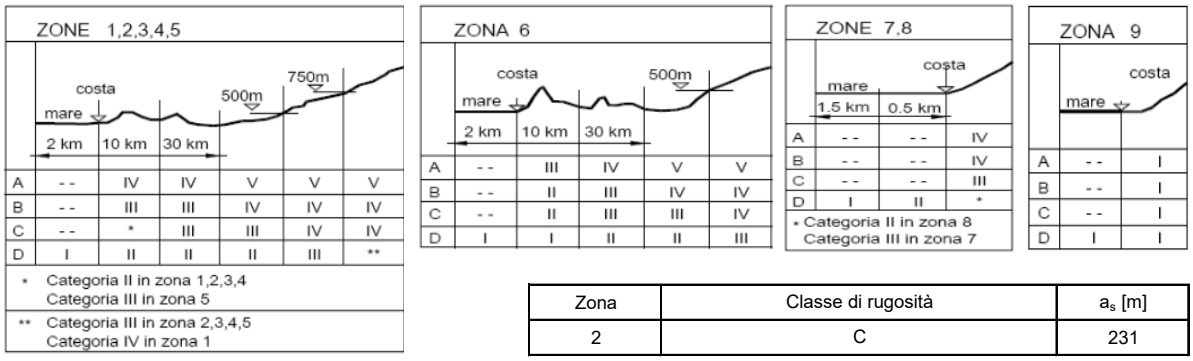
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,....); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione



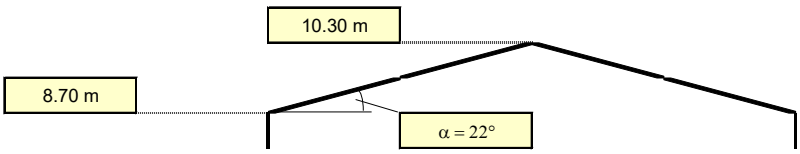

| Zona | Classe di rugosità | $a_s$ [m] |
|---|---|---|
| 2 | C | 231 |

$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0)\,[7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)]$ per $z \ge z_{min}$

$c_e(z) = c_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

| Cat. Esposiz. | $k_r$ | $z_0$ [m] | $z_{min}$ [m] | $c_t$ |
|---|---|---|---|---|
| III | 0.2 | 0.1 | 5 | 1 |

| z [m] | $c_e$ |
|---|---|
| z ≤ 5 | 1.708 |
| z = 8.7 | 2.048 |
| z = 10.3 | 2.157 |



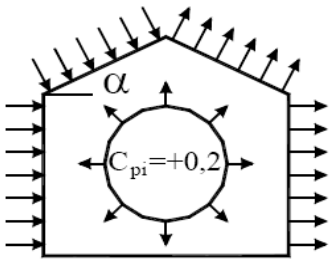
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

| | $c_p$ | p [kN/mq] |
|---|---|---|
| *(1)* | 0.60 | 0.481 |
| *(2)* | -0.54 | -0.456 |
| *(3)* | 0.60 | 0.506 |
| *(4)* | 0.60 | 0.481 |

*(2)* $c_{pe}$ = -0.34 *(3)* $c_{pe}$ = 0.4

*(1)* $c_{pe}$ = 0.8

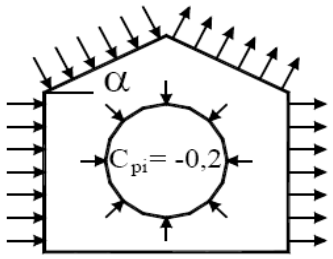



*(4)* $c_{pe}$ = 0.4

| | $c_p$ | p [kN/mq] |
|---|---|---|
| *(1)* | 1.00 | 0.801 |
| *(2)* | -0.14 | -0.118 |
| *(3)* | 0.20 | 0.169 |
| *(4)* | 0.20 | 0.160 |

*(2)* $c_{pe}$ = -0.34 *(3)* $c_{pe}$ = 0.4

*(1)* $c_{pe}$ = 0.8



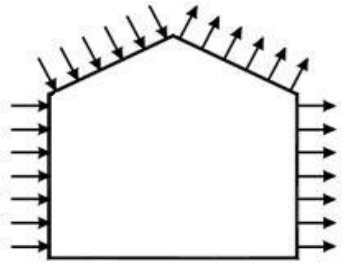

*(4)* $c_{pe}$ = 0.4

Combinazione più sfavorevole:

| | p [kN/mq] |
|---|---|
| *(1)* | 0.801 |
| *(2)* | -0.456 |
| *(3)* | 0.506 |
| *(4)* | 0.481 |

-0.456 kN/mq 0.506 kN/mq

0.801 kN/mq



0.481 kN/mq

***N.B**. Se p (o $c_{pe}$) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure*

### *8.3.2. Carichi permanenti*

**Muratura divisoria sp. 10 cm**

| | |
|---|---|
| intonaco | 30 |
| parete in forati | 60 |
| intonaco | 30 |
| | **120 daN/mq** |

**Muratura in laterizi doppio Uni**

| | |
|---|---|
| intonaco | 30 |
| muratura D.Uni sp. 25 cm | 275 |
| intonaco | 30 |
| | **335 daN/mq** |

**Muratura in laterizi Poroton ampliamento est**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | |
| muratura Poroton | 148 | |
| intonaco | 30 | |
| | **208** | **daN/mq** |

**Muratura in mattoni pieni tre teste**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | |
| muratura | 900 | |
| intonaco | 30 | |
| | **960** | **daN/mq** |

**Muratura in mattoni pieni due teste**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | |
| muratura | 600 | |
| intonaco | 30 | |
| | **660** | **daN/mq** |

**Parapetto terazzo**

| | | |
|---|---|---|
| parapetto | 200 | daN/m |
| | **200** | **daN/m** |

**Muratura in pietra con listature in mattoni pieni**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | | |
| muratura | | |
| intonaco | | |
| | **1900** | **daN/mc** |

**Solaio H=20+4 laterocemento**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | daN/mq |
| solaio | 270 | daN/mq |
| sottofondo | 125 | daN/mq |
| pavimenti | 35 | daN/mq |
| | **460** | **daN/mq** |

**Solaio in legno travetti-tavelloni**

| | | |
|---|---|---|
| travetti | 15 | daN/mq |
| tavelle | 35 | daN/mq |
| sottofondo | 35 | daN/mq |
| pavimenti | 50 | daN/mq |
| | **135** | **daN/mq** |

**Solaio in legno travi-travetti-tavelloni**

| | | |
|---|---|---|
| travi | 25 | daN/mq |
| travetti | 15 | daN/mq |
| tavelloni | 50 | daN/mq |
| sottofondo | 35 | daN/mq |
| pavimenti | 50 | daN/mq |
| | **175** | **daN/mq** |

**Solaio laterocemento copertura ampliamento est**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | daN/mq |
| solaio | 270 | daN/mq |
| manto cop | 40 | daN/mq |
| | **340** | **daN/mq** |

**Solaio H=20+4 laterocemento**

| | | |
|---|---|---|
| intonaco | 30 | daN/mq |
| solaio | 270 | daN/mq |
| | **300** | **daN/mq** |

**Solaio a volta scale**

| | | |
|---|---|---|
| solaio | 460 | daN/mq |
| | **460** | **daN/mq** |

**Copertura**

| | | |
|---|---|---|
| manto | 80 | daN/mq |
| assito grezzo | 15 | daN/mq |
| incidenza travetti | 10 | daN/mq |
| struttura principale | 27 | daN/mq |
| | **132** | **daN/mq** |

**Elementi in c.a.**

| | | |
|---|---|---|
| cemento armato | 2500 | daN/mc |
| | **2500** | **daN/mc** |

Sui solai sono poi stati disposti i carichi permanenti dovuti alla presenza delle pareti divisorie esistenti e/o dei parapetti portati. Detti carichi, completamente noti per geometria ed entità, sono stati considerati alla stregua dei permanenti strutturali dal punto di vista dell'applicazione dei coefficienti amplificativi.

### *8.4. Analisi effettuate*

Sulla costruzione sono stati effettuati alcuni tipi di analisi; riferiti principalmente alla struttura in muratura visto che gli elementi in c.a. risultano secondari ai fini dell'assorbimento dell'azione sismica:

- ANALISI STATICA LINEARE NON SISMICA: Con essa è stato valutato lo "stato di salute" dell'edificio nei confronti dei carichi gravitazionali permanenti desunti dal rilievo e dall'indagine, oltre ai variabili prescritti dalla normativa vigente. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
  - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
  - A taglio per fessurazione diagonale e scorrimento (verifica nel piano);
  - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
  - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.
- ANALISI MODALE: Effettuata per valutare i modi principali di vibrazione dell'edificio da mettere in rapporto alle frequenze tipiche del terreno;
- ANALISI STATICA NON LINEARE SISMICA (PUSH-OVER): Effettuata per valutare il comportamento nel piano degli elementi. Attraverso la suddetta analisi è stato inoltre possibile valutare il fattore di struttura q che fornisce una indicazione sulla duttilità della struttura. Utilizzando il valore di q desunto dalla Push-over è possibile eseguire le analisi lineari sismiche ma ciò verrà trattato oltre. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU, SLD e SLO:
  - A pressoflessione complanare (verifica nel piano);
  - A taglio per fessurazione diagonale (verifica nel piano);
- ANALISI DINAMICA LINEARE SISMICA: E' stata effettuata per valutare il comportamento fuori piano e le verifiche in fondazione a SLU GEO; con un fattore di struttura imposto. Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:
  - A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
  - Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.

  A SLD e SLO sono stati verificati gli spostamenti. Limitatamente a SLD le verifiche sono state condotte anche in termini di resistenza.
- ANALISI DEI CINEMATISMI LOCALI:

### *8.4.1. Analisi statica lineare non sismica*

Di seguito si riportano gli esiti delle verifiche in base all'analisi eseguita.

I coefficienti maggiori o uguali all'unità identificano gli elementi la cui verifica è da intendersi positiva in relazione alla sollecitazione considerata. La tabella riepilogativa in figura mostra in verde le verifiche soddisfatte, con indicato il minimo coefficiente di verifica calcolato fra i vari elementi strutturali verificati. In

rosso vengono riportate le eventuali verifiche non soddisfatte, il coefficiente riportato è il minore fra quelli non verificati.

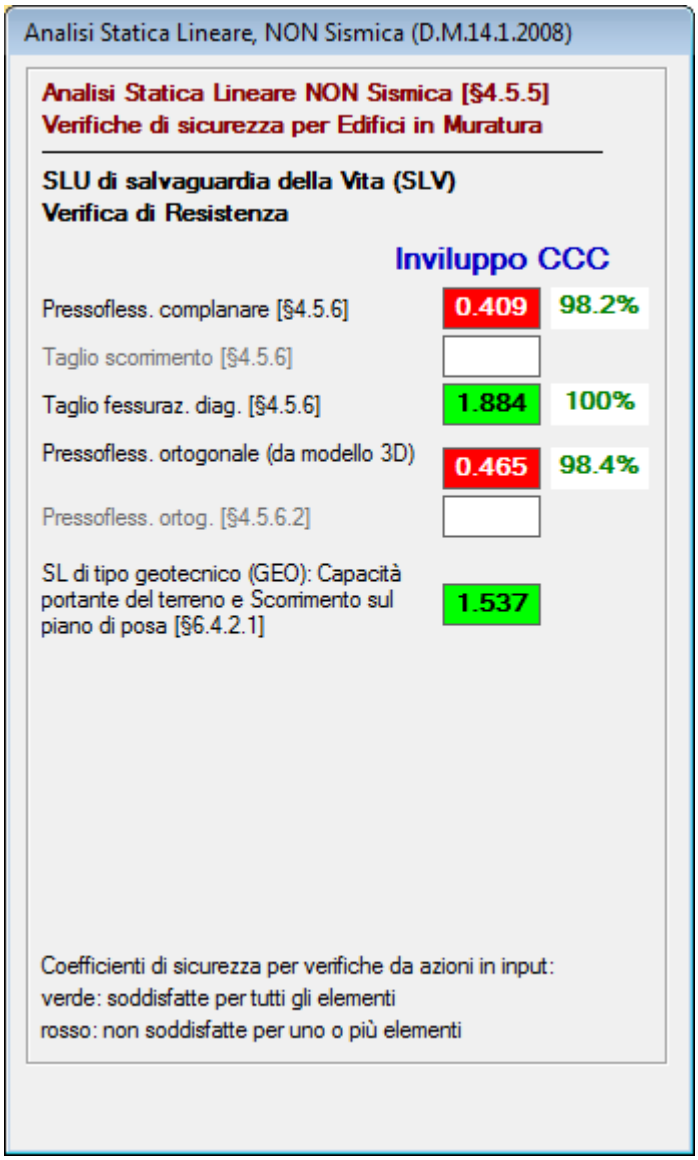



**Figura 26: Esiti sintetici verifiche analisi statica lineare non sismica.**

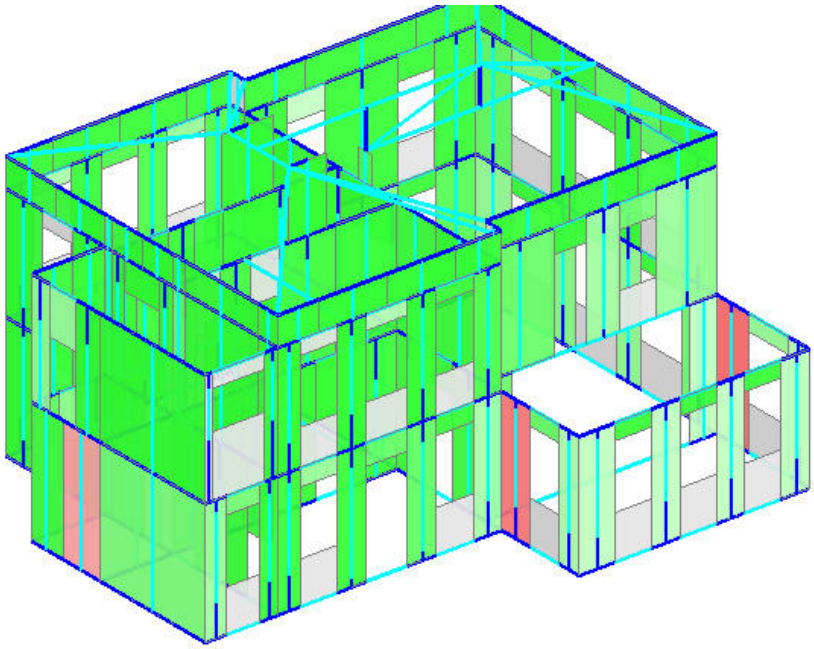


**Figura 27: Esiti verifiche analisi statica lineare non sismica: pressoflessione complanare.**

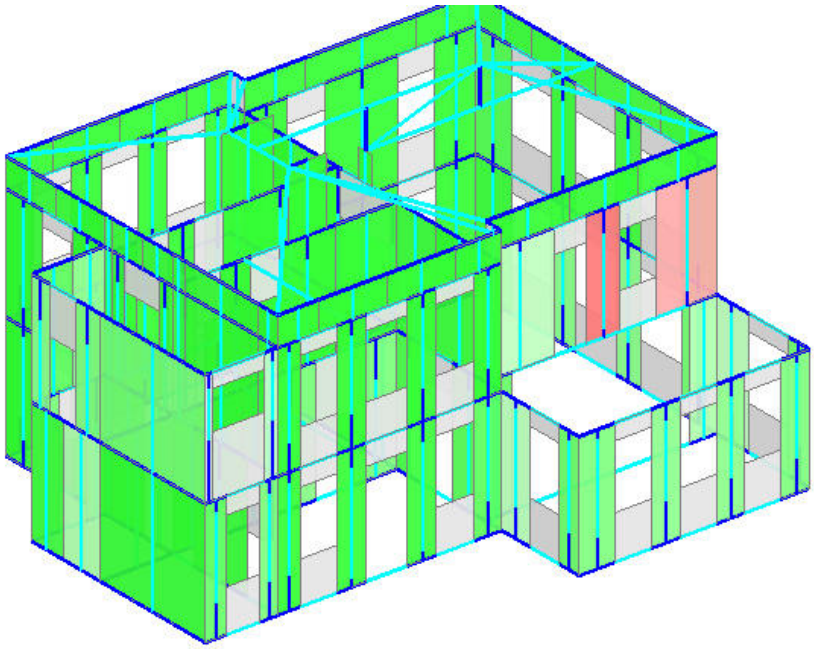


**Figura 28: Esiti verifiche analisi statica lineare non sismica: pressoflessione ortogonale.**

#### *8.4.1.1. Esiti delle verifiche*

**Dall'esame delle verifiche si nota come l'edificio sia sostanzialmente in grado di sopportare i carichi gravitazionali, permanenti e variabili, presenti.**

Si noti infatti che le verifiche negative a pressoflessione complanare riguardano elementi post a ridosso di altri con elevato coefficiente di verifica (anche ben oltre 2); in tal senso la difficoltà intrinseca della

modellazione a telaio equivalente rappresenta un problema di natura numerica che porta a situazioni non completamente aderenti alla realtà.

Analogamente si ritiene di poter prescindere dalle mancate verifiche a pressoflessione ortogonale; sicuramente influenzate dalla modellazione numerica in corrispondenza dei elementi in falso (quali quelli evidenziati) che sottopongono i maschi murari a una sorta di decompressione non troppo aderente alla realtà.

**Ciò detto si ritiene di poter considerare la struttura in buono stato rispetto ai carichi gravitazionali; in accordo con il buono stato delle strutture riscontrato in loco.**

### *8.4.2. Analisi modale*

La suddetta analisi ha permesso di individuare i modi di vibrare principali per la struttura.

Va anzitutto sottolineato che l'assenza di piani rigidi fa si che i modi di vibrare siano molteplici. Fra essi vengono individuati i principali con i relativi periodi propri:

- in direzione X: T=0.300 s (f=3.33 Hz);
- in direzione Y: T=0.200 s (f=0.5 Hz).

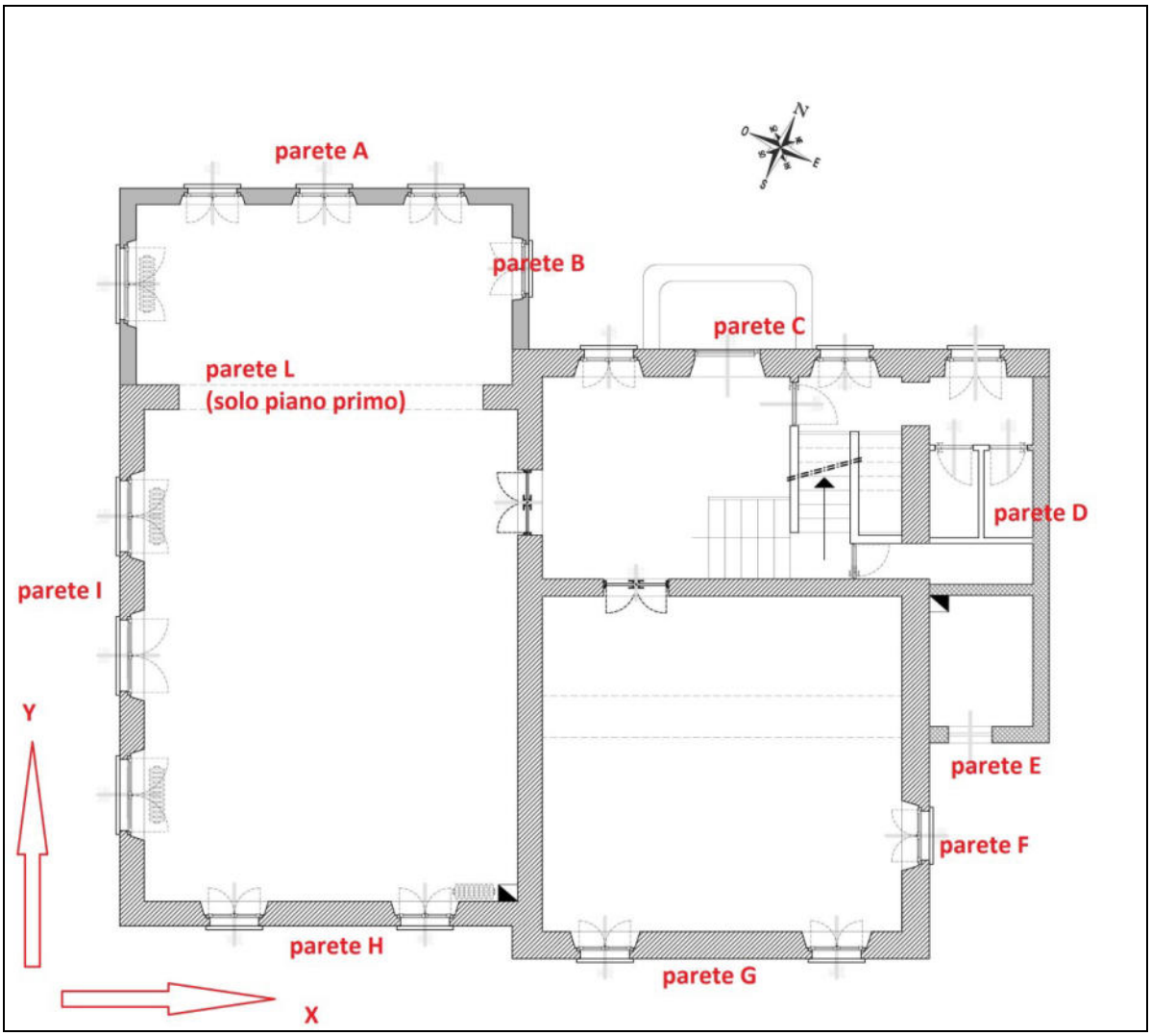



**Figura 29: Individuazione direzioni x e y.**

### *8.4.2.1. Esiti delle verifiche*

Dall'interpretazione ed elaborazione dei dati ottenuti dai rilievi di microtremore sismico eseguito su terreno naturale, ed in particolare dal grafico RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE (H/V) che evidenza la presenza di eventuali picchi del rapporto H/V, che rappresentano il moto di "vibrazione" del sottosuolo e la sua frequenza fondamentale, si è ottenuto il "**Picco di frequenza (grafico Rapporto spettrale H/V)" per il terreno naturale=5,25 ± 0,81 Hz; per il quale si evidenzia un contrasto di impedenza sismica significativo (elevato visto che HVSR>>2). Questa può individuarsi quale "Frequenza fondamentale del sottosuolo".**

Dal grafico **"AmplitudeSpectral ratio", (rilievi su strutture con microtremori),** è stato possibile desumere la frequenza principale delle componenti orizzontali riferite agli assi N-S, E-W ed Up-Down strumentali:

- **N-S component (orizzontale): 7 Hz + picco secondario 16/18 Hz**
- **E-W component (orizzontale): 7.5 Hz + picco secondario 12/15 Hz**
- **Up-Down component (verticale): 12/18 Hz**

**L'analisi modale ha invece evidenziato, per la struttura, due periodi di oscillazione sensibilmente diversi:**

- **in direzione X (sostanzialmente coincidente con la direzione E-W): T=0.30 s (f=3.33 Hz);**
- **in direzione Y (sostanzialmente coincidente con la direzione N-S): T=0.20 s (f=5.0 Hz).**

Un primo commento va sicuramente dedicato alle sensibili differenze in termini di frequenza, ascrivibili all'utilizzo, nell'analisi modale, di moduli elastici convenzionali (valori medi dell'intervallo riportato in tabella C.8.A.2.1 della circolare n. 617/09) e al contemporaneo ricorso alle rigidezze fessurate. Tali assunzioni hanno contribuito alla riduzione della rigidezza e quindi, di conseguenza, della frequenza di oscillazione.

E' utile ricordare, inoltre, come le frequenze dei modi di vibrare delle strutture dipendano sostanzialmente dalla loro altezza, oltre che dal tipo di struttura e dalla morfologia. La modellazione, avendo trascurato, la geometria della copertura (inserita unicamente come carico) potrebbe pertanto avere inserito delle incertezze nella stima dei periodi di vibrazione.

**Ciò premesso si ritiene, in tale sede, maggiormente attendibile il dato ricavato nel rilievo con microtremori. Questo, confrontato con la frequenza propria del terreno, permette di dedurre che la frequenza del 1° modo di vibrare dell'edificio non è coincidente con la frequenza fondamentale del sottosuolo.**

**Va tuttavia precisato che la presente struttura è piuttosto complessa, dato lo sviluppo articolato e le innumerevoli modifiche strutturali intercorse nel tempo con utilizzo di materiali da costruzione diversi.**

**E' importante ricordare che durante un evento sismico significativo l'eventuale danneggiamento strutturale comporta un aumento del periodo e, di conseguenza, una riduzione della frequenza propria (studi recenti riguardanti il terremoto de L'Aquila hanno evidenziato riduzioni dell'ordine del 20-30% in termini di frequenza – Ditommaso et al. 2011). In tal senso è importante verificare di poter essere sufficientemente "lontani" dalla frequenza propria del sottosuolo quando la frequenza di primo modo dell'edificio è superiore. Per contro va detto che ad un aumento del periodo in genere corrisponde un'ordinata spettrale più bassa e quindi un minore "input" sismico, tuttavia è importante poter scongiurare fenomeni di risonanza.**

**Va da se che, per quanto sopra riportato, è possibile escludere fenomeni di risonanza solo quando la frequenza dell'edificio è inferiore o di molto superiore a quella fondamentale del sottosuolo.**

### *8.4.3. Analisi statica NON-lineare*

Secondo le disposizioni vigenti l'analisi della risposta sismica globale degli edifici esistenti in muratura può essere effettuata utilizzando una ANALISI STATICA NON LINEARE (ANALISI PUSH-OVER).

L'analisi statica non lineare viene infatti utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo (nel piano) e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio (Circolare 2 Febbraio 2009 n. 617, paragrafo C.7.8.1.5.4).

L'analisi statica non lineare (analisi push-over) consiste nell'applicare alla struttura dei carichi verticali derivanti da una certa combinazione di carico (SLE Quasi Permanente) e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite (con distribuzione lineare o costante sull'altezza), monotonamente crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime: queste forze hanno come risultato il taglio alla base Fb.

Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale dc di un punto di controllo individuato nel baricentro di un solaio (assunzione influenzata dall'ipotesi di piano rigido).

Vengono quindi effettuate una serie di verifiche, facendo variare la direzione in cui e applicato il sisma (direzione +/- X, +/- Y), la distribuzione delle forze orizzontali lungo l'altezza del fabbricato e applicando un'eccentricità accidentale del centro di massa pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, sia in direzione positiva che in direzione negativa, al fine di tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico e di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse (cosi come indicato nel paragrafo 7.2.6 delle NTC 2008); l'assunzione di tale ipotesi è tuttavia influenzata dalla presenza/assenza di piani rigidi.

In particolare, riguardo la distribuzione delle forze sismiche orizzontali sull'altezza del fabbricato, si sono considerati 2 tipi di distribuzioni (paragrafo 7.3.4.1 delle NTC 2008 e paragrafo C.8.7.1.4 della Circ. 2 Febbraio 2009 n. 617):

- Distribuzione 1 ("principali"): distribuzione proporzionale alle forze statiche orizzontali di piano di cui al paragrafo 7.3.3.2. delle NTC 2008;

- Distribuzione 2 ("secondarie"): distribuzione uniforme di forze, proporzionale alle masse di ciascun impalcato.

L'analisi viene quindi svolta per entrambe le distribuzioni di forze considerando separatamente le due direzioni principali dell'edificio e per ciascuna di esse il verso positivo e negativo. L'assenza di piani rigidi fa si che non venga considerata l'eccentricità accidentale del centro di massa nelle due direzioni principali dell'edificio, nel verso positivo e negativo, pertanto ne derivano 8 analisi di tipo PUSH-OVER (in luogo delle 16 che si avrebbero in presenza delle eccentricità).

I diagrammi Fb - dc che ne conseguono rappresentano la curva di capacita resistente della struttura.

Dopo avere determinato la curva di capacita resistente della struttura (Fb – dc) che individua un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (Fb) e lo spostamento del punto di controllo della costruzione (dc), si procede alla determinazione delle caratteristiche del sistema ad un grado di liberta con comportamento bilineare equivalente al sistema elasto-plastico ad m gradi di liberta che corrisponde alla modellazione reale della costruzione in analisi.

Per il passaggio al sistema equivalente (e quindi al diagramma F* - d*) si utilizzano le seguenti espressioni (paragrafo C.7.3.4.1 della Circ. 2 Febbraio 2009 n. 617):

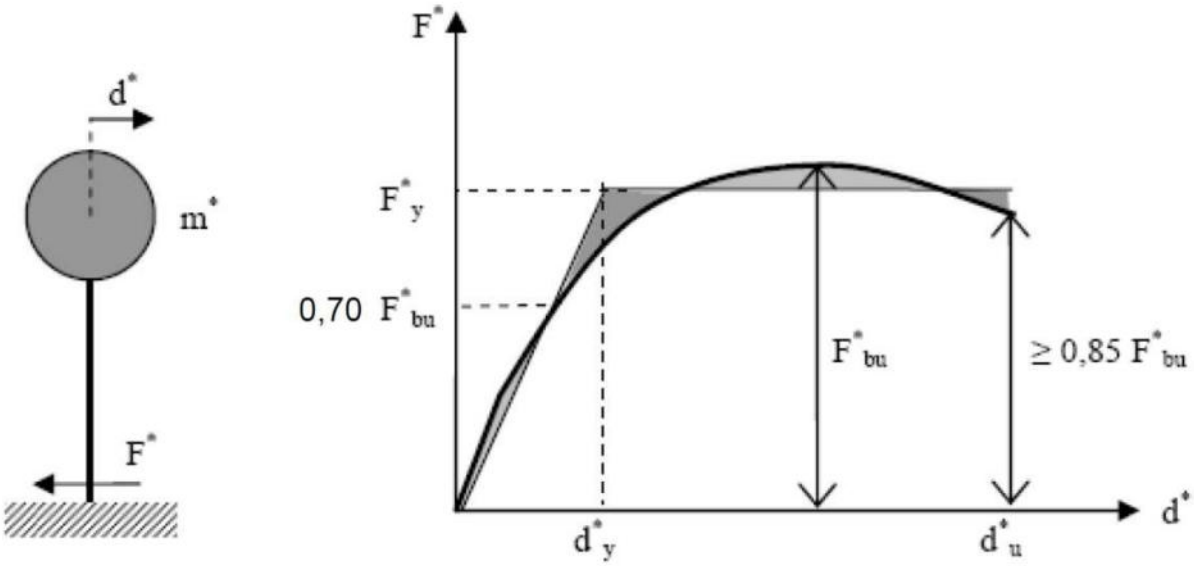
$Fb^* = Fb / G$

$d^* = dc / G$

in cui:

- G = fattore di partecipazione modale = $(\Sigma mi\ Fi) / (\Sigma mi\ Fi2)$;
- F = vettore rappresentativo del 1° modo di vibrare della struttura, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo;

La curva di capacita equivalente cosi costruita (F* - d*) viene poi approssimata ad una curva bilineare, composta da un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico.




- 1° tratto elastico: si ottiene imponendo il passaggio per 0,70 F*bu (paragrafo 7.8.1.6 delle NTC 2008) della curva di capacita del sistema equivalente, dove F*bu = Fbu / G e la resistenza massima del sistema equivalente e Fbu e la resistenza massima del sistema strutturale reale;
- 2° tratto plastico: ha come punto iniziale la forza di plasticizzazione F*y che si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacita equivalente per lo spostamento massimo d*u corrispondente ad una riduzione di resistenza ≤0,15 F*bu .

Si definisce il periodo elastico del sistema bilineare, dato dall'espressione:

T* = 2 p m* / k *

in cui:

- k* = rigidezza del tratto elastico della bilineare elastica;
- m* = massa del sistema bilineare equivalente = Σmi Fi

A questo punto si aprono 2 possibilità:

- **<u>T* ≥ Tc:</u>** Nel caso in cui T* ≥ Tc, la domanda di spostamento per il sistema anelastico e assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

  d*max = d*e,max = SD,e (T*)

  in cui: SD,e (T*) = spettro di risposta elastico in spostamento (paragrafo 3.2.3.2.3 delle NTC 2008);

  - SD,e (T*) = Se (T*) (T*/2π)2 se T*<=TE con TE = 6 (Tab. 3.2.VIII delle NTC 2008);

- SD,e (T*) = 0,025 ag S TC TD [F0 h + (1- F0 h) (T* - TE) / (TF - TE)] se TE<T*<=TF con TE=6 e TF=10 (Tab. 3.2.VIII delle NTC 2008);
- SD,e (T*) = dg = 0,025 ag S TC TD = spostamento orizzontale del terreno se T*>TF con TF=10 (Tab.3.2.VIII delle NTC 2008).

- **T*< Tc:** Nel caso in cui T* < Tc, la domanda di spostamento per il sistema anelastico e maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene tramite la seguente espressione:

  d*max = (d*e,max / q*) [1+(q*-1) Tc/T*]

  in cui: q* = rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente= Se(T*) m* / F*y. Inoltre, nel caso risultasse q* ≤ 1 allora: d*max = d*e,max = SD,e (T*).

Una volta trovata la domanda in spostamento d*max, per ciascuno stato limite in esame, si procede alle verifiche sismiche:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): deve risultare d*max < d*u e q* ≤ 3
- Stato Limite di Danno (SLD): per muratura ordinaria lo spostamento di interpiano del singolo tamponamento deve essere inferiore a 0,003 h dove h e l'altezza del piano;
- E' stato indagato anche lo SLO.

Dalle analisi di tipo PUSH-OVER derivano altrettante verifiche SLV (ed eventualmente SLD e SLO se pertinenti). Ciascuna verifica corrisponde ad un tipo di distribuzione di carico, una eccentricità accidentale del centro di massa (qualora considerata) ed una direzione di applicazione del sisma.

I valori di calcolo delle resistenze, nel caso di analisi non lineare, sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza (paragrafo C8.7.1.5 della Circ. 2 Febbraio 2009 n. 617).

Di seguito si espongono le curve prodotte.

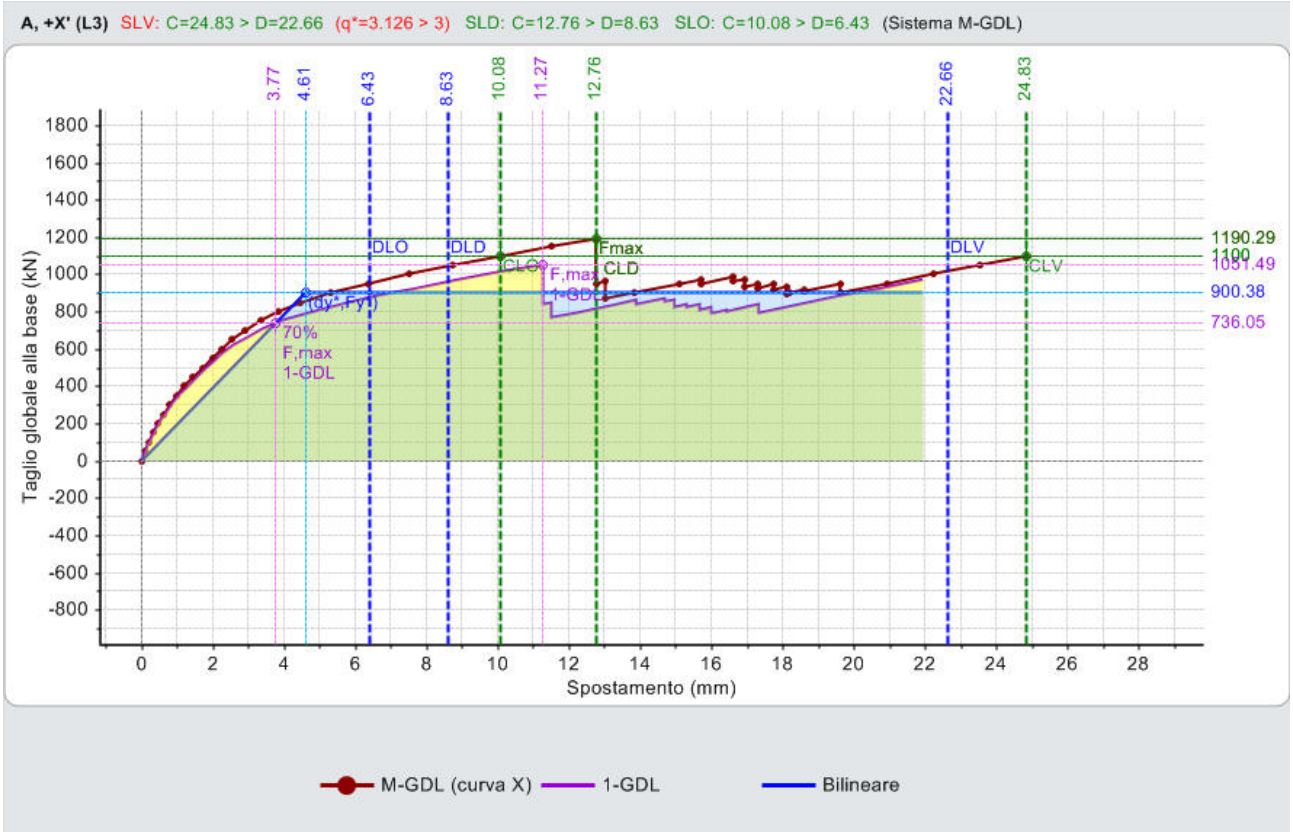



**Figura 30: Curva Push-over 1.**

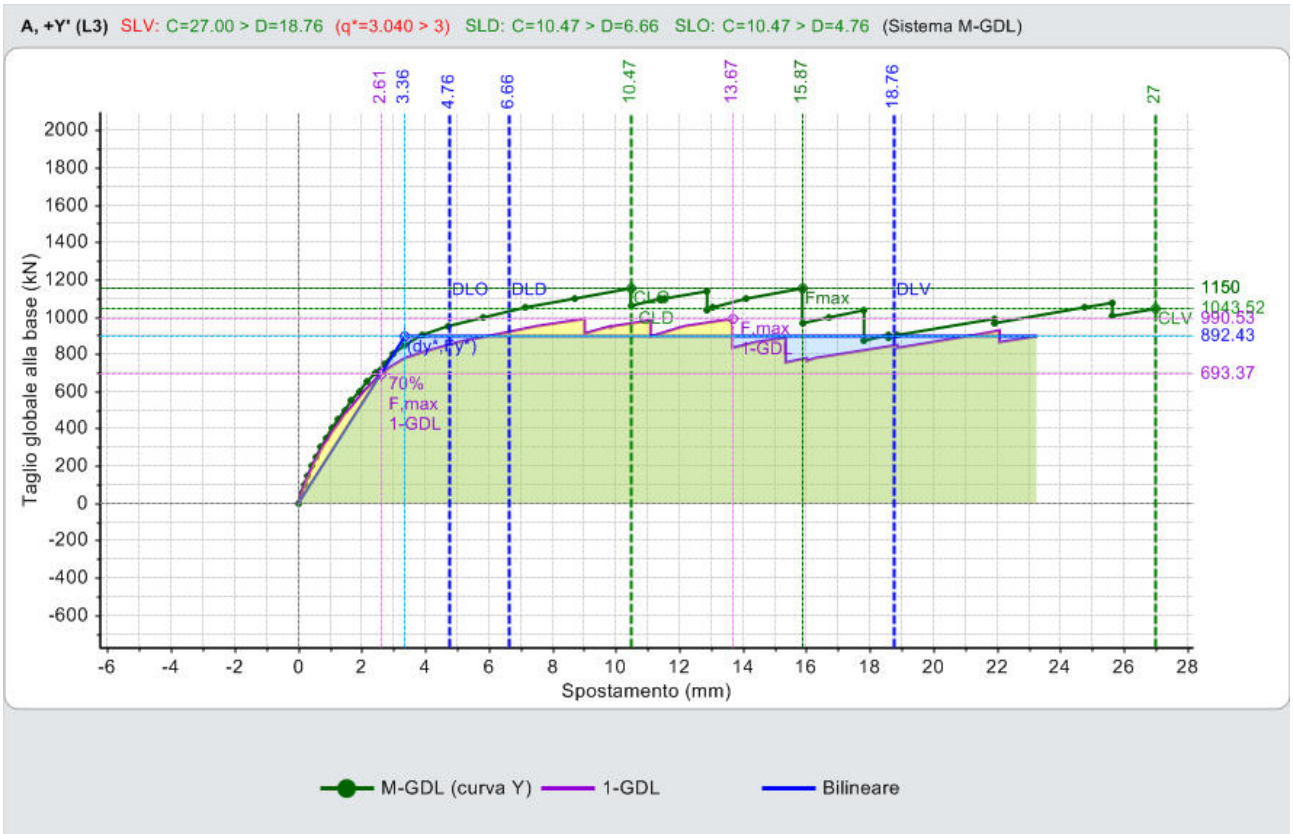



**Figura 31: Curva Push-over 2.**

**Figura 32: Curva Push-over 3.**

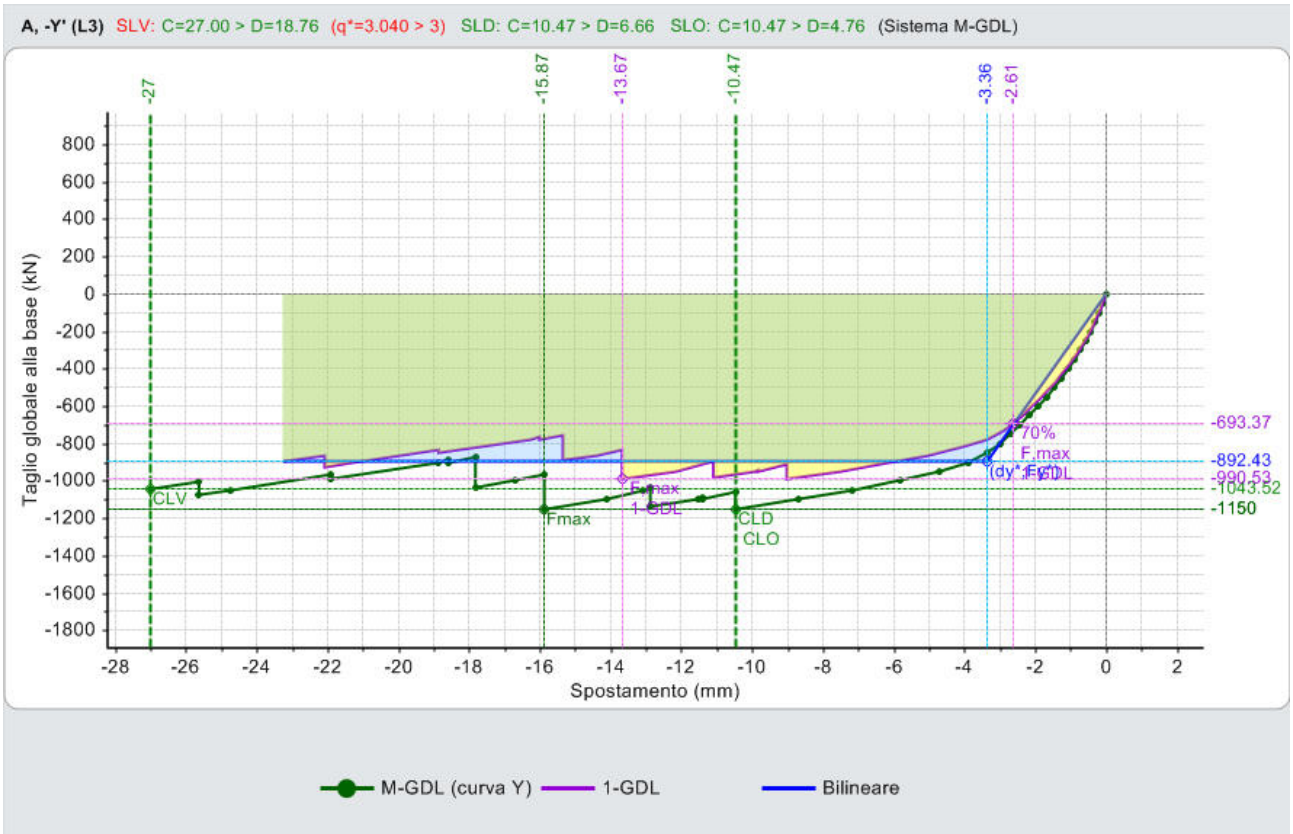



**Figura 33: Curva Push-over 4.**

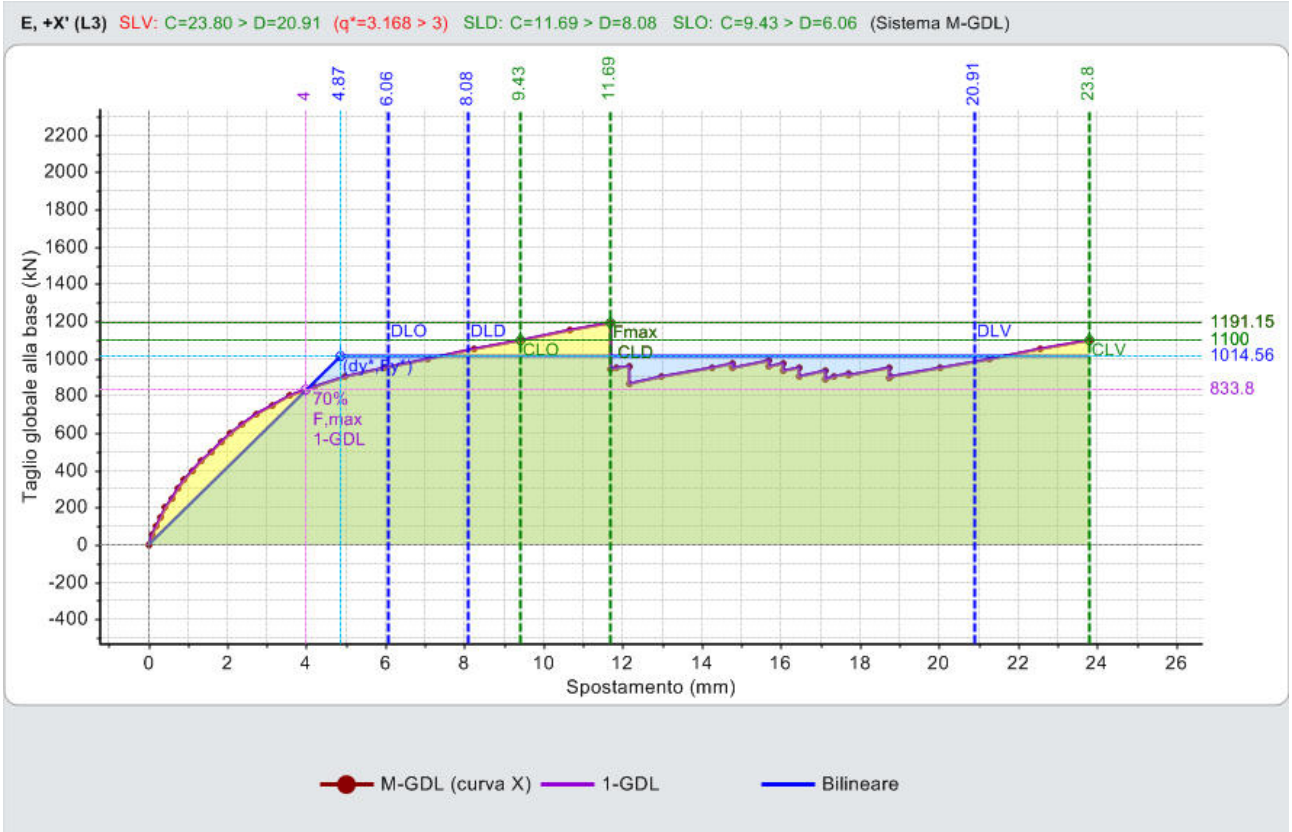



**Figura 34: Curva Push-over 5.**

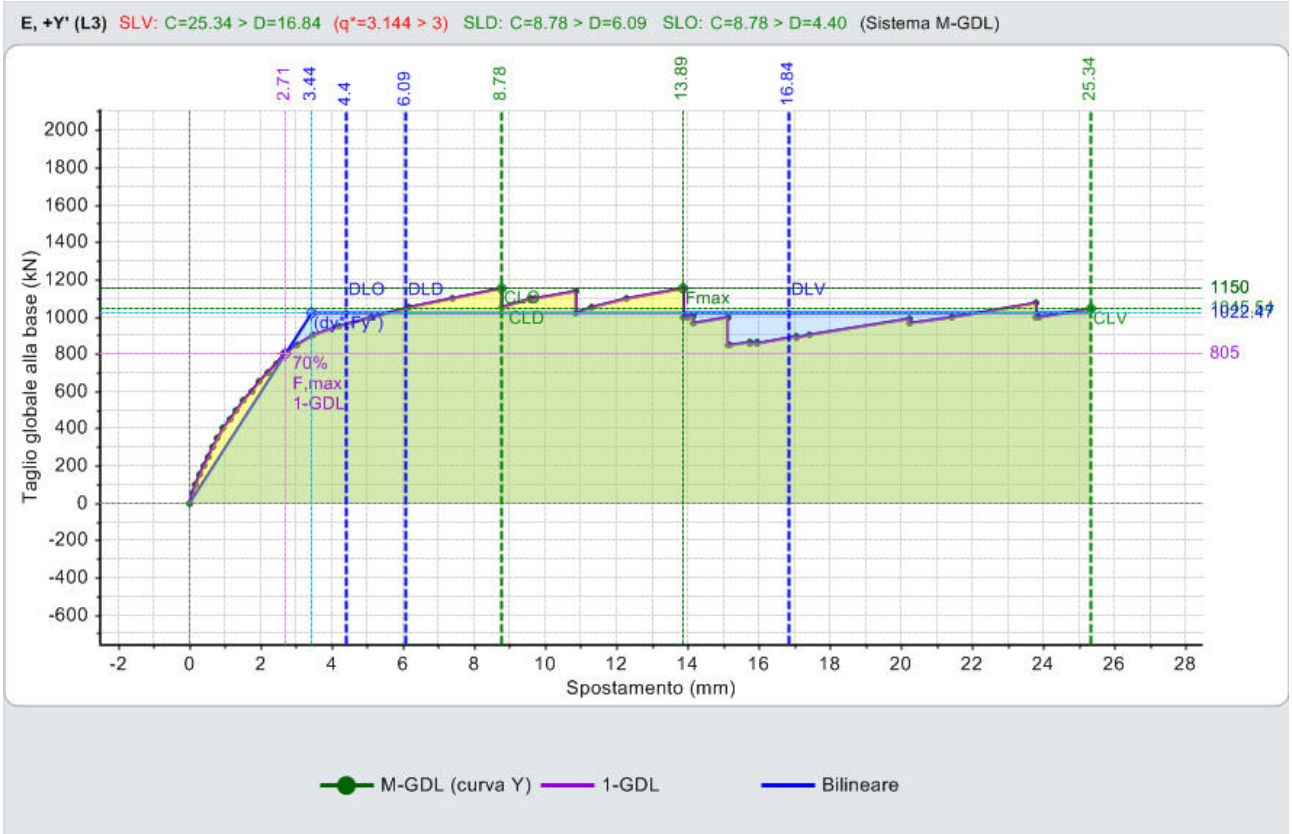



**Figura 35: Curva Push-over 6.**

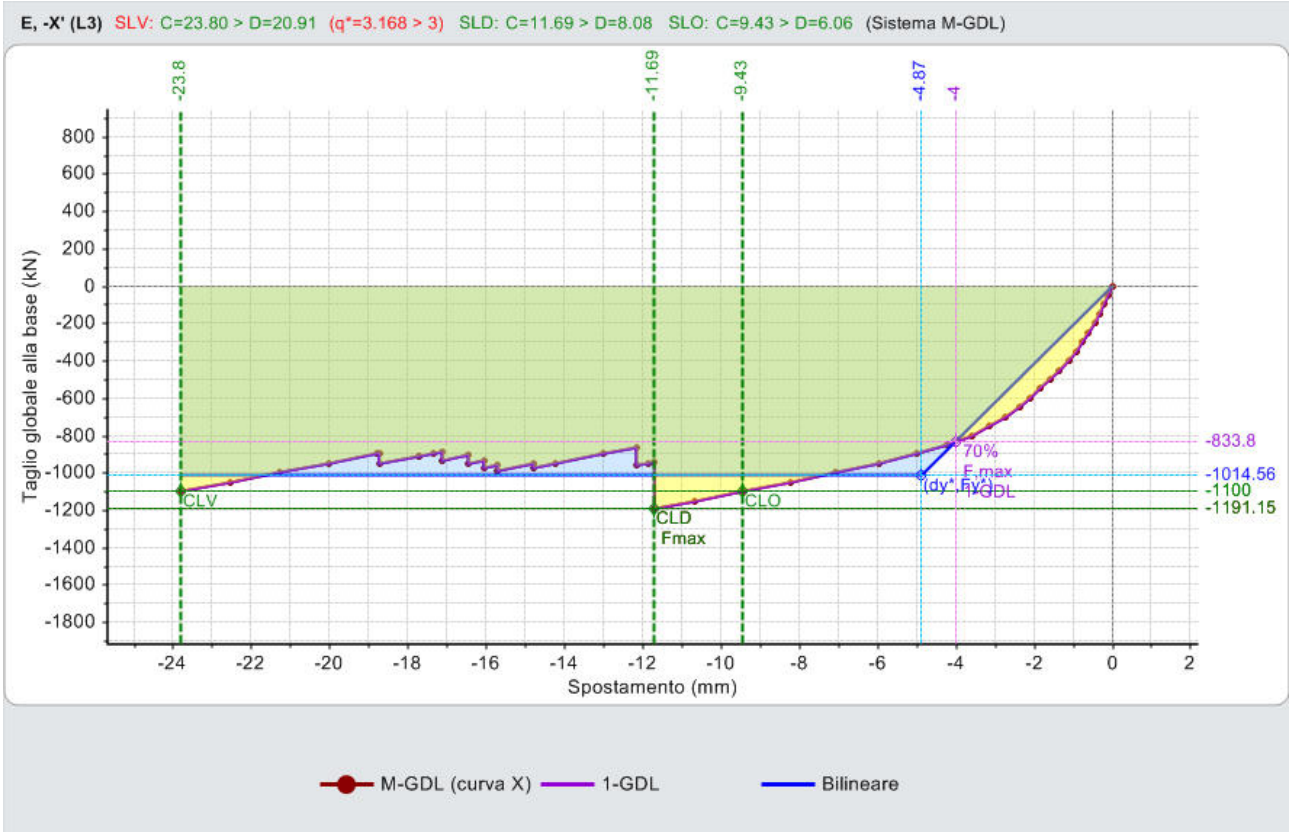



**Figura 36: Curva Push-over 7.**

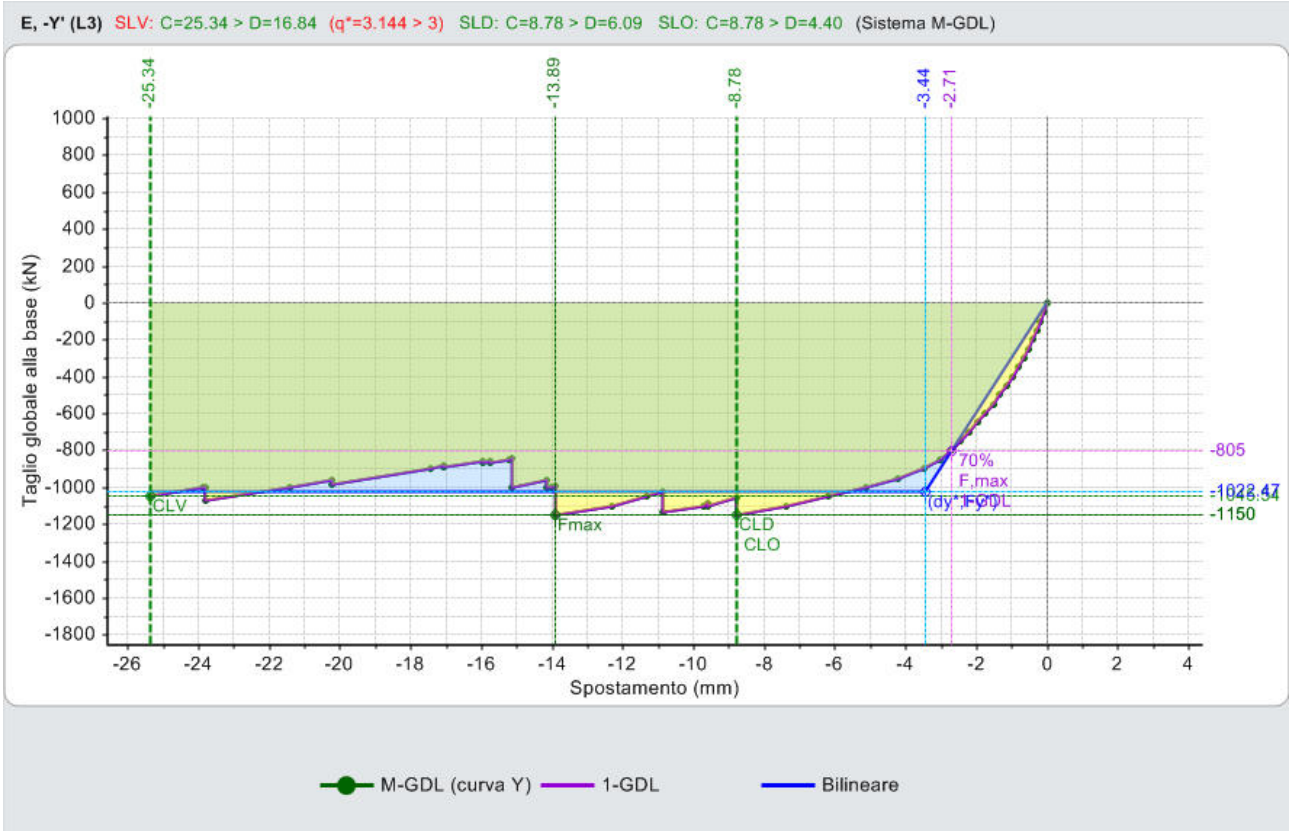



**Figura 37: Curva Push-over 8.**

### *8.4.3.1. Esiti delle verifiche*

**Dall'esame delle verifiche nel piano (a pressoflessione complanare e a taglio per fessurazione diagonale) si evince che la struttura NON è verificata, seppure con un coefficiente prossimo all'unità, in riferimento al terremoto di progetto (NTC 2008) con riferimento allo SLV (Stato Limite Ultimo di salvaguardia della Vita), mentre risulta verificata con riferimento allo SLD e SLO. Si vedano in proposito i coefficienti sotto.**

| N°curva | Corrente | Vista | Distr. | Direz. | Direz.2 | Mt | Control | F/W | q* | q | PGA,CLV | TR,CLV | PVR,CLV | ζ,PGA(SLV) | ζ,TR(SLV) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | ○ | ☐ | A | +X' | | | L3 | 0.253 | 3.126 | **3.750** | 0.264 | 810 | 11.614 | 0.962 | 0.854 |
| 2 | ○ | ☐ | A | +Y' | | | L3 | 0.245 | 3.040 | 3.750 | 0.271 | 894 | 10.583 | 0.987 | 0.942 |
| 3 | ○ | ☐ | A | -X' | | | L3 | 0.253 | 3.126 | 3.750 | 0.264 | 810 | 11.614 | 0.962 | 0.854 |
| 4 | ○ | ☐ | A | -Y' | | | L3 | 0.245 | 3.040 | 3.750 | 0.271 | 894 | 10.583 | 0.987 | 0.942 |
| 5 | ○ | ☐ | E | +X' | | | L3 | 0.254 | 3.168 | 3.750 | 0.260 | 770 | 12.179 | **0.947** | 0.811 |
| 6 | ○ | ☐ | E | +Y' | | | L3 | 0.245 | 3.144 | 3.750 | 0.262 | 797 | 11.792 | 0.954 | 0.840 |
| 7 | ○ | ☐ | E | -X' | | | L3 | 0.254 | 3.168 | 3.750 | 0.260 | 770 | 12.179 | **0.947** | 0.811 |
| 8 | ◉ | ☑ | E | -Y' | | | L3 | 0.245 | 3.144 | 3.750 | 0.262 | 797 | 11.792 | 0.954 | 0.840 |

**Figura 38: Esiti delle verifiche nel piano e relativi indicatori di rischio sismico.**

| VN,CLV | PGA,CLD | TR,CLD | PVR,CLD | ζ,PGA(SLD) | ζ,TR(SLD) | PGA,CLO | TR,CLO | PVR,CLO | ζ,PGA(SLO) | ζ,TR(SLO) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 43 | 0.174 | 218 | 36.791 | 1.349 | 2.158 | 0.144 | 135 | 52.324 | **1.391** | 2.250 |
| 47 | 0.177 | 228 | 35.506 | 1.372 | 2.257 | 0.177 | 228 | 35.506 | 1.710 | 3.800 |
| 43 | 0.174 | 218 | 36.791 | 1.349 | 2.158 | 0.144 | 135 | 52.324 | **1.391** | 2.250 |
| 47 | 0.177 | 228 | 35.506 | 1.372 | 2.257 | 0.177 | 228 | 35.506 | 1.710 | 3.800 |
| 41 | 0.171 | 208 | 38.169 | 1.326 | 2.059 | 0.144 | 135 | 52.324 | **1.391** | 2.250 |
| 42 | 0.166 | 194 | 40.278 | **1.287** | 1.921 | 0.168 | 194 | 40.278 | 1.623 | 3.233 |
| 41 | 0.171 | 208 | 38.169 | 1.326 | 2.059 | 0.144 | 135 | 52.324 | **1.391** | 2.250 |
| 42 | 0.166 | 194 | 40.278 | **1.287** | 1.921 | 0.168 | 194 | 40.278 | 1.623 | 3.233 |

**Figura 39: Esiti delle verifiche nel piano e relativi indicatori di rischio sismico.**

L'analisi non lineare ha restituito un valore del coefficiente di struttura pari a q=3.75, scaturito dalla verifica che da origine agli indicatori minori fra quelli individuati.

L'analisi di tutte le curve inserite in una visione 3D, proiettate poi nel piano X-Y, ha permesso di verificare come non vi siano moti torsionali dannosi per la struttura. In particolare tale verifica ha senso nel tratto iniziale delle curve, poi la manifestazione dei collassi di alcune aste può effettivamente originare, anche se non nel caso di specie, il manifestarsi di moti torsionali; non indotti dalla geometria ma dalla progressione dei collassi.

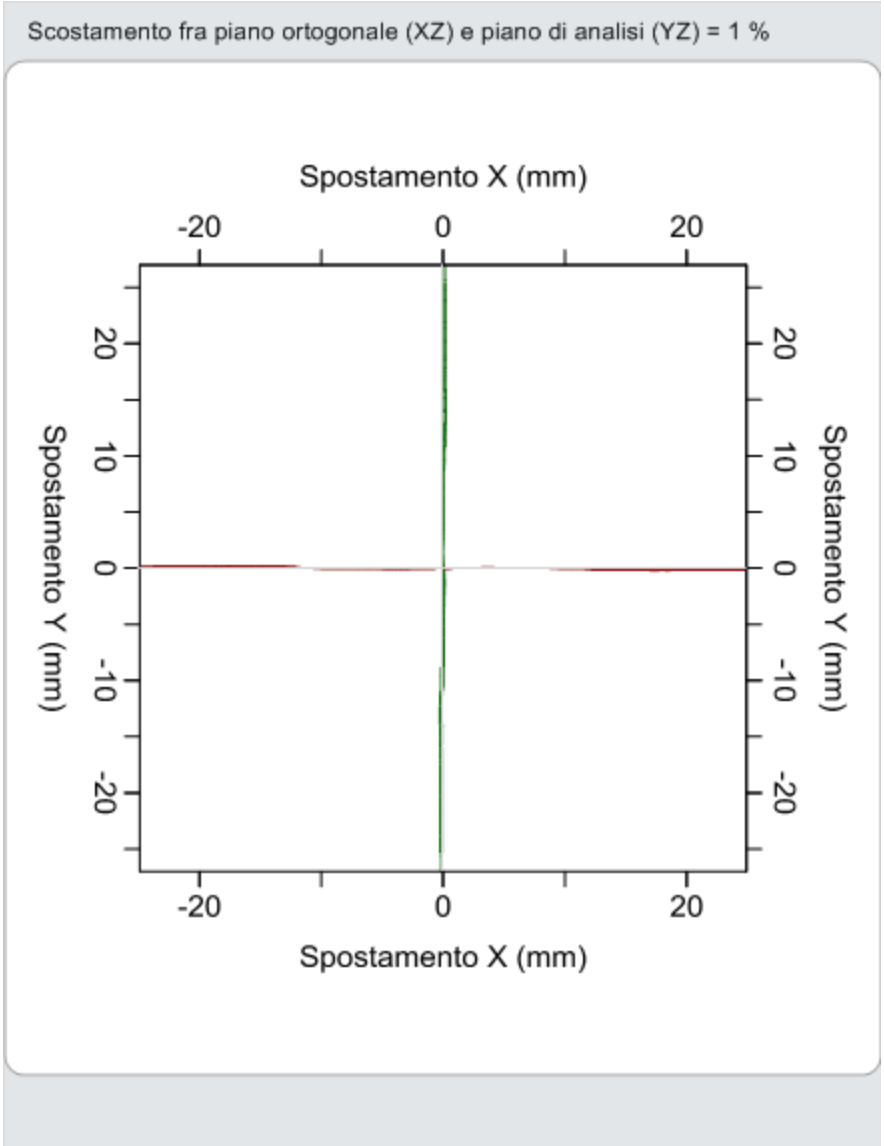



**Figura 40: Curve push-over in forma 3D proiettate nel piano X-Y.**

### *8.4.4. Analisi dinamica lineare sismica*

E' stata effettuata per valutare il comportamento fuori piano e per le verifiche in fondazione a SLU GEO con un fattore di struttura imposto (mutuato da Analisi Non Lineare). Con tale analisi sono state eseguite le verifiche a SLU:

- A pressoflessione ortogonale (verifica fuori piano);
- Della capacità portante (GEO) per gli elementi di fondazione.

La verifica a pressoflessione ortogonale viene effettuata con un valore del fattore di struttura imposto dalla normativa. Vengono ovviamente trascurati gli esiti delle verifiche nel piano, già effettuate nell'ambito dell'analisi non lineare.

Le verifiche a SLD e SLO sono state condotte in termini di spostamenti; limitatamente a SLD anche in termini di resistenza.

Gli esiti delle verifiche nel piano non hanno, in questa analisi, alcun senso perché indagati in sede di analisi statica non lineare P.OVER.

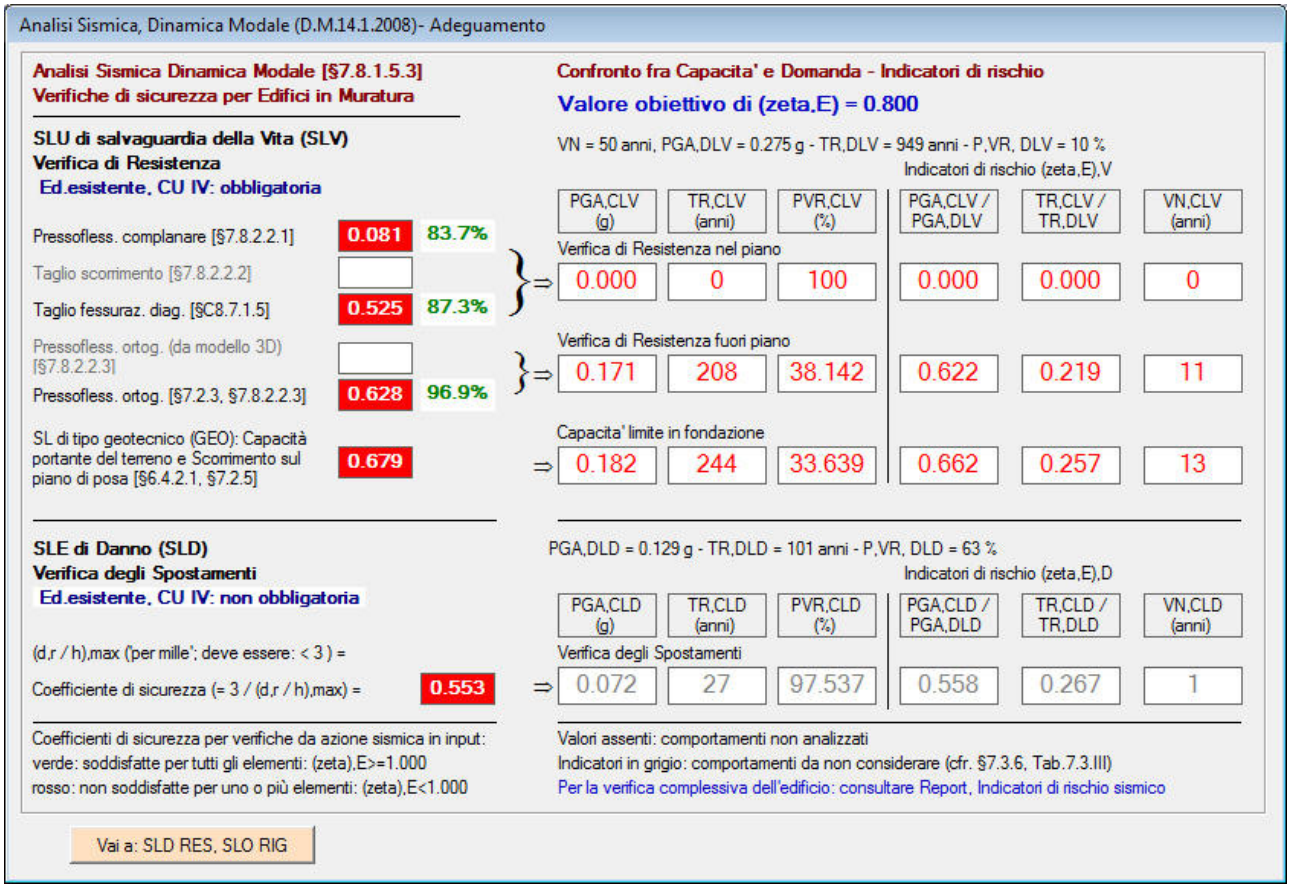



**Figura 41: Esiti delle verifiche fuori piano SLU (PFLEX ORTO), SLU GEO e SLD spostamenti.**

Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.14.1.2008)- Adeguamento

**Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]**
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**

**Confronto fra Capacita' e Domanda - Indicatori di rischio**
**Valore obiettivo di (zeta,E) = 0.800**

**SLE di Danno (SLD)**
**Verifica di Resistenza**
**Ed.esistente, CU IV: non obbligatoria**

VN = 50 anni, PGA,DLD = 0.129 g - TR,DLD = 101 anni - P,VR, DLD = 63 %

| | | | Indicatori di rischio (zeta,E),D | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | PGA,CLD (g) | TR,CLD (anni) | PVR,CLD (%) | PGA,CLD / PGA,DLD | TR,CLD / TR,DLD | VN,CLD (anni) |
| Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1] | 0.071 | 83.1% | Verifica di Resistenza nel piano | | | | | |
| Taglio scorrimento [§7.8.2.2.2] | | | 0.000 | 0 | 100 | 0.000 | 0.000 | 0 |
| Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5] | 0.685 | 94.4% | | | | | | |
| Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3] | | | Verifica di Resistenza fuori piano | | | | | |
| Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3] | 0.671 | 96.9% | 0.086 | 41 | 91.382 | 0.667 | 0.406 | 2 |
| SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorrimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5] | 1.729 | | Capacita' limite in fondazione | | | | | |
| | | | 0.240 | 559 | 16.370 | 1.860 | 5.535 | 29 |

**SLE di Operatività (SLO)**
**Verifica degli Spostamenti**
**Ed.esistente, CU IV: non obbligatoria**

PGA,DLO = 0.103 g - TR,DLO = 60 anni - P,VR, DLO = 81 %

| | | Indicatori di rischio (zeta,E),O | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | PGA,CLO (g) | TR,CLO (anni) | PVR,CLO (%) | PGA,CLO / PGA,DLO | TR,CLO / TR,DLO | VN,CLO (anni) |
| (d,r / h),max ('per mille'; deve essere: < 2 ) = | | Verifica degli Spostamenti | | | | | |
| Coefficiente di sicurezza (= 2 / (d,r / h),max) = | 0.460 | 0.048 | 11 | 99.989 | 0.462 | 0.183 | 1 |

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E>=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLV RES, SLD RIG

**Figura 42: Esiti delle verifiche fuori piano SLD (PFLEX ORTO), SLD GEO e SLO spostamenti.**

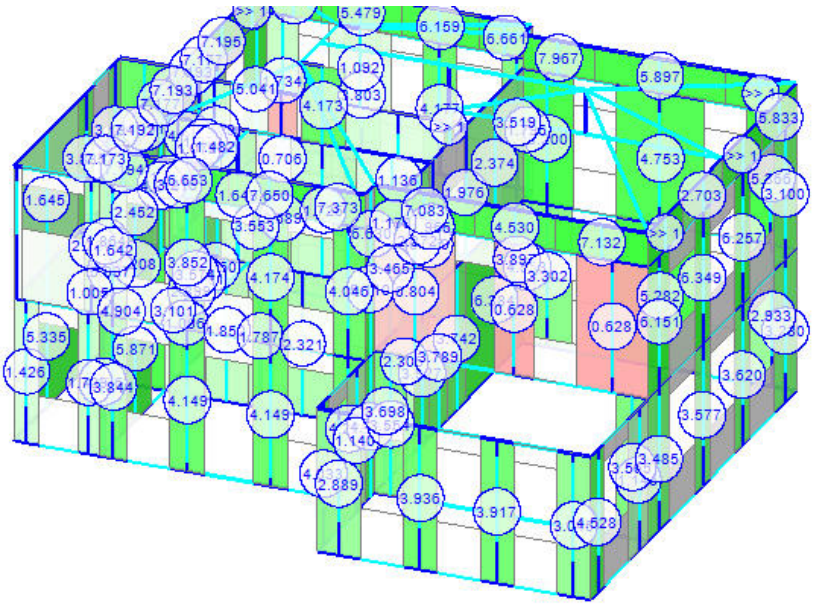


**Figura 43: Esiti delle verifiche fuori piano SLV-SLD (PFLEX ORTO) e individuazione elementi non verificati.**

Ancora una volta le mancate verifiche sono localizzate negli elementi in falso; sicuramente influenzati dalla modellazione numerica che vede i maschi murari sottoposti a una sorta di decompressione non troppo aderente alla realtà.

#### *8.4.4.1. Esiti delle verifiche*

**Dall'esame delle verifiche fuori piano (a pressoflessione ortogonale) si evince che la struttura NON è verificata in riferimento al terremoto di progetto (NTC 2008). Gli indicatori di rischio sismico sono in effetti minori dell'unità sia in riferimento al rapporto fra accelerazione sostenibile/accelerazione richiesta, sia in riferimento al rapporto fra periodo di ritorno sostenibile/periodo di ritorno richiesto.**
**Le verifiche agli SLV e SLD geotecnici (scorrimento e pressione sul terreno) risultano non soddisfatte a SLV mentre lo sono a SLD.**

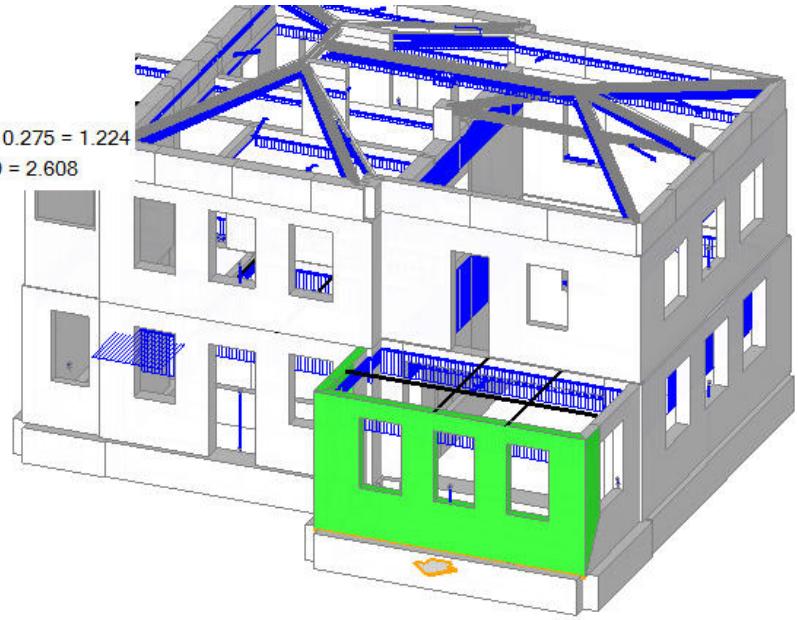
### *8.4.5. Analisi dei cinematismi locali*

L'indagine a carico dei cinematismi locali è stata condotta nei confronti del ribaltamento delle pareti di prospetto **(considerando, dove presente, il cuneo di parete ortogonale ed il suo effetto)**. Sono stati studiati i cinematismi locali dovuti a ribaltamento per le pareti disposte perpendicolarmente ai solai tenendo in conto le armature di corredo dei solai che generano un effetto di trattenuta (ai fini della "trattenuta" è stata considerata solo una parte dell'armatura presente posto che la gran parte risulta "impegnata" per il sostegno dei carichi verticali). Il "tiro" di trattenuta è stato applicato mediante l'imposizione di catene fittizie di pari effetto. Non e' stata considerata l'azione dei cordoli, corree e travi perpendicolari alla parete quando l'interasse supera abbondantemente i 3.50 m. Oltre tale limite, infatti, l'eccessiva distanza vanifica l'effetto di trattenuta.

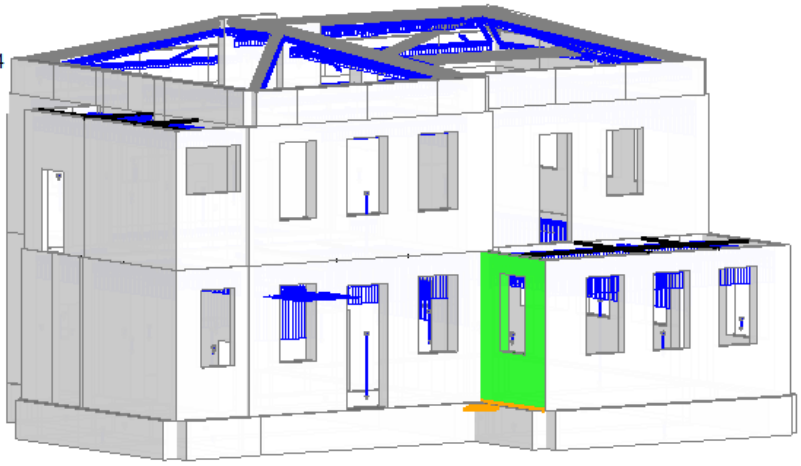
#### *8.4.5.1. Esiti delle verifiche*

**Gli indicatori di rischio nei confronti dei fenomeni dovuti ai cinematismi locali sono solo in parte superiori all'unità, sono infatti presenti alcuni paramenti per i quali le verifiche non sono completamente positive.**

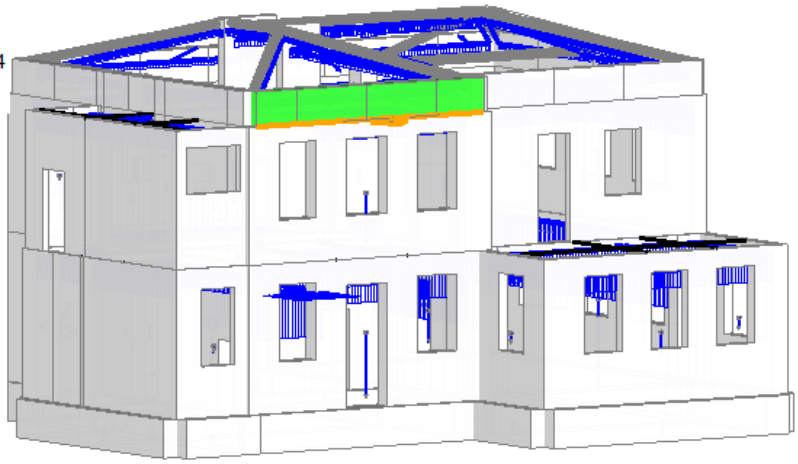
**02. A**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.327
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



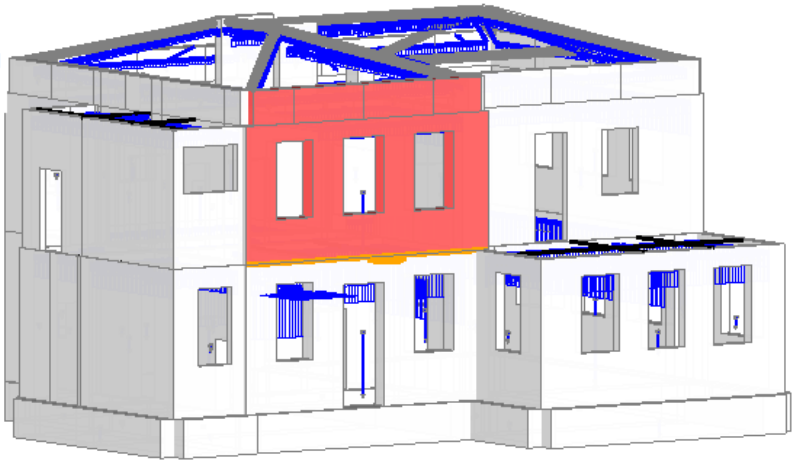
**01. B**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.773
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



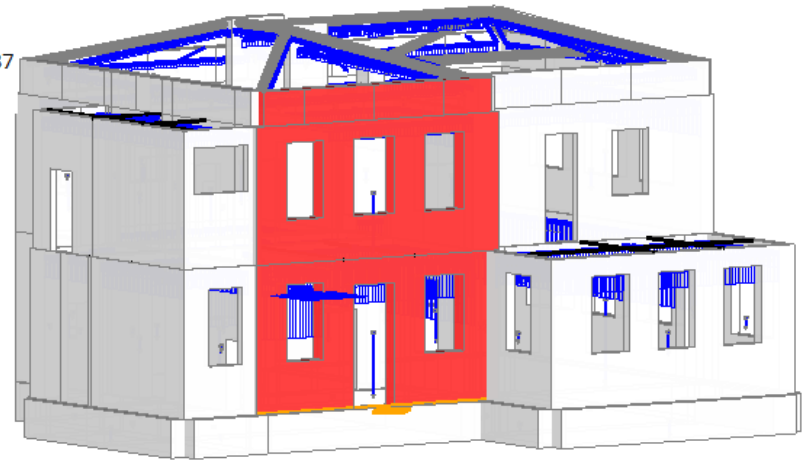
**03. C1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.535
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



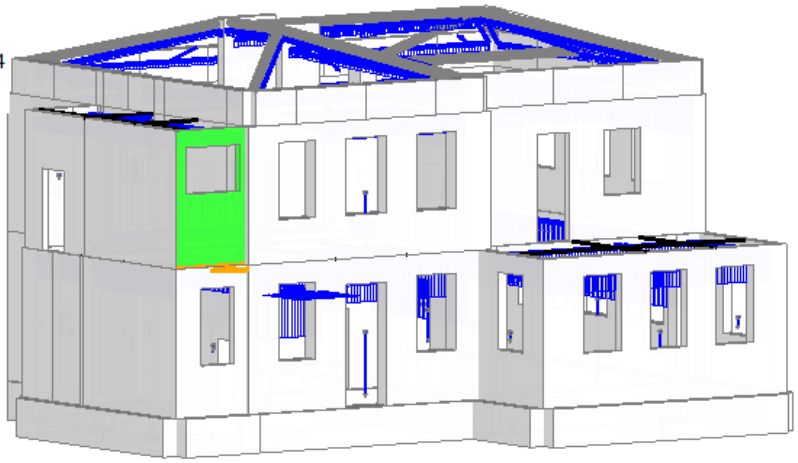
**04. C2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.099
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.176 / 0.275 = 0.641
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 223 / 949 = 0.235



**05. C3**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.013
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.024 / 0.275 = 0.087
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2 / 949 = 0.002

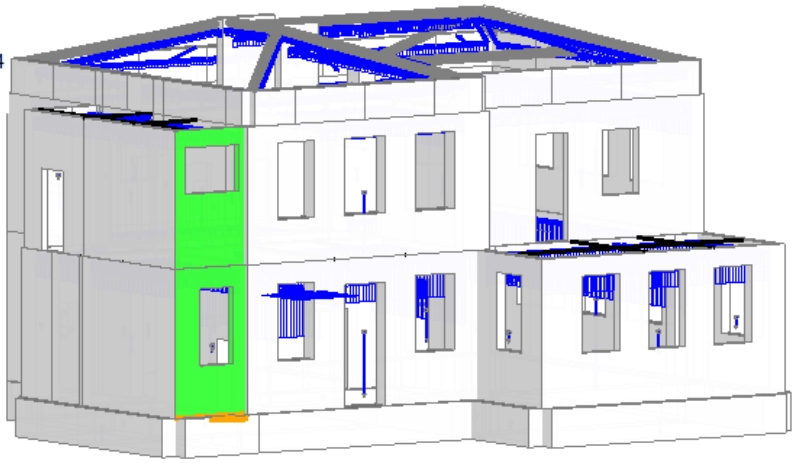


**06. C'1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 1.197
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



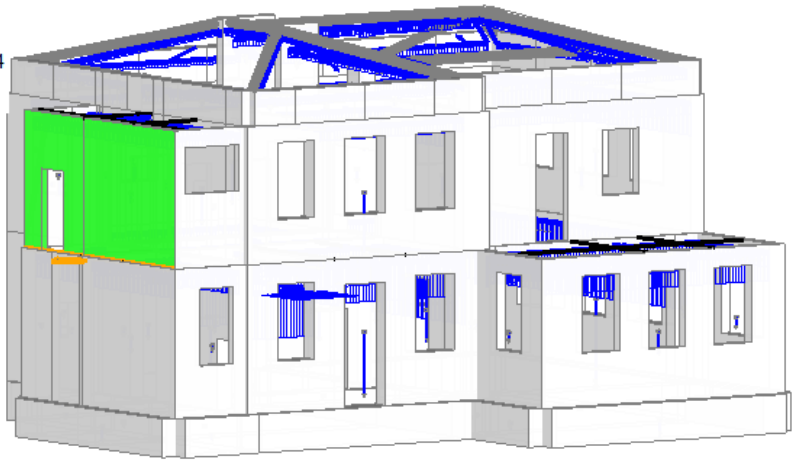
**07. C'2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.573

SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608

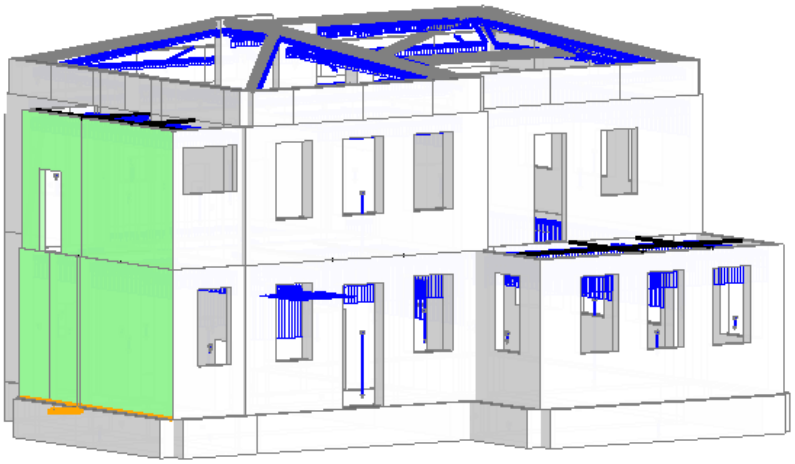


**08. D1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.251

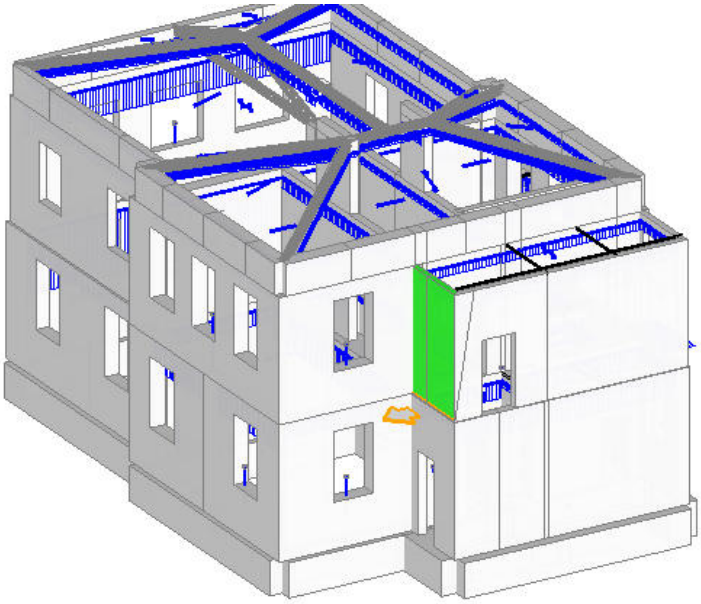
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



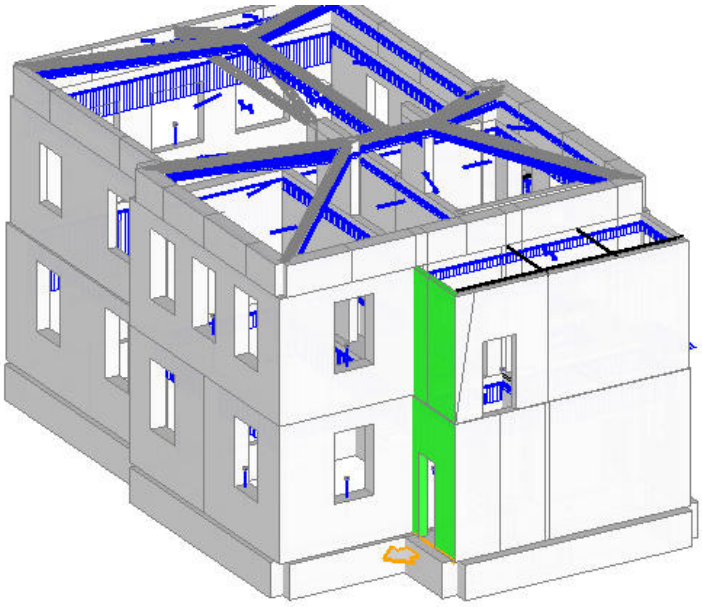
**09. D2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.158
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.294 / 0.275 = 1.071
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 1298 / 949 = 1.368



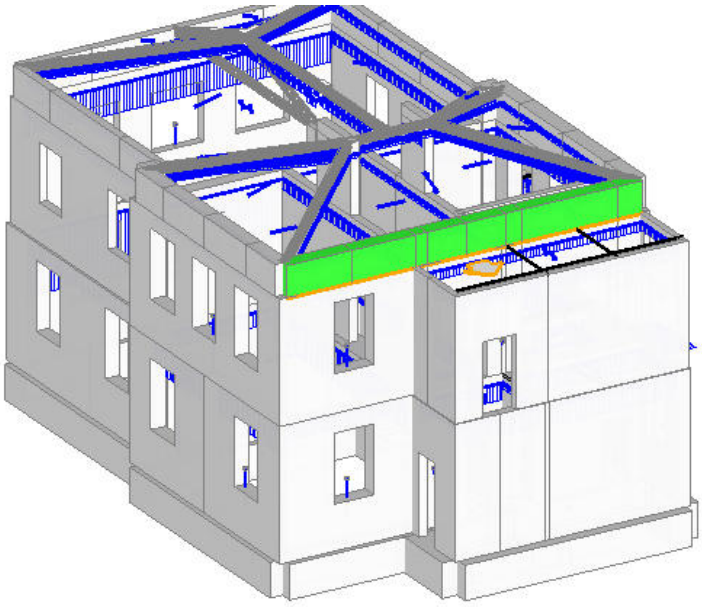
**10. E1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.939
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



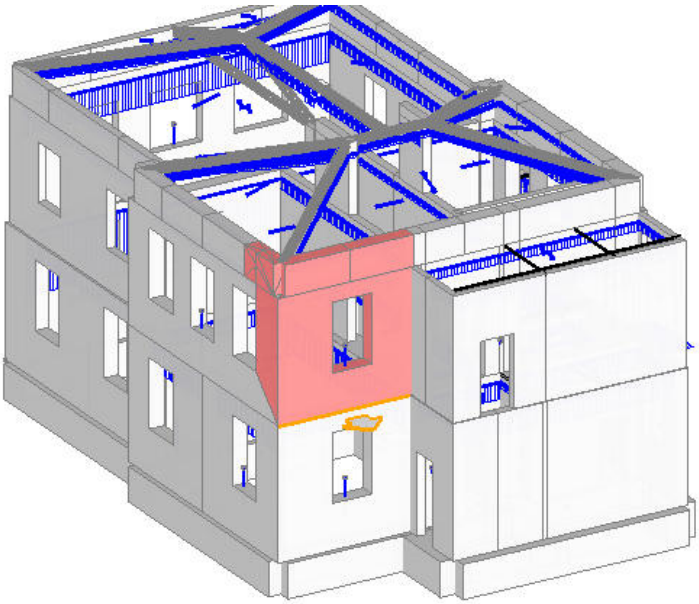
**11. E2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.498
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



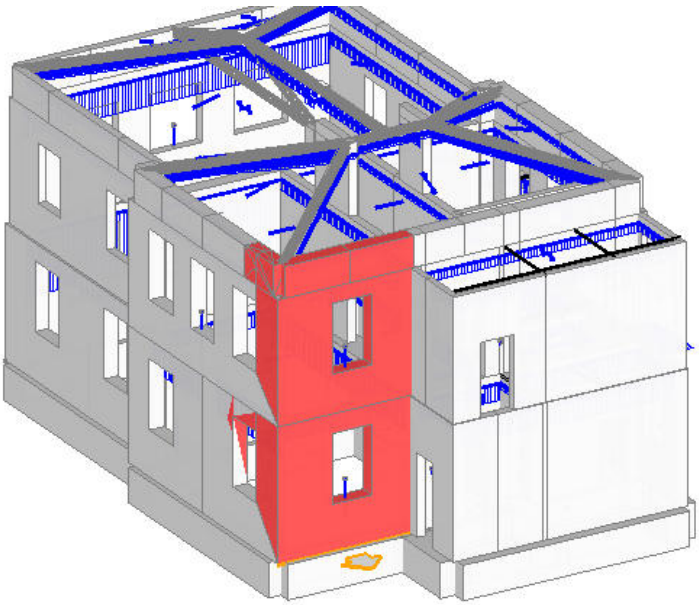
**12. F1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.542
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



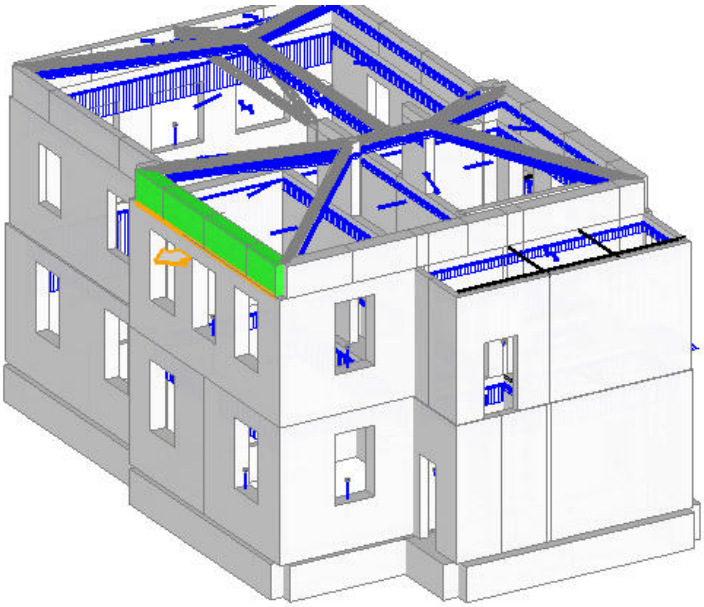
**13. F2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.137
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.239 / 0.275 = 0.870
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 549 / 949 = 0.579



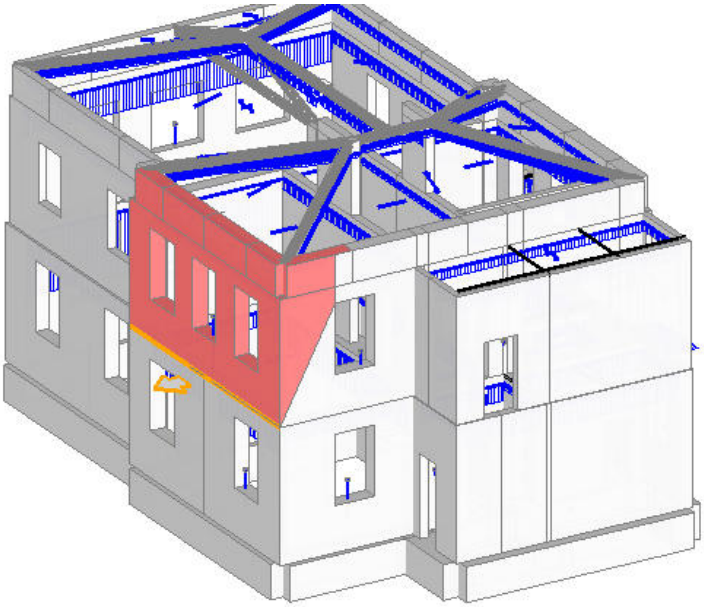
**14. F3**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.081
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.153 / 0.275 = 0.557
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 153 / 949 = 0.161



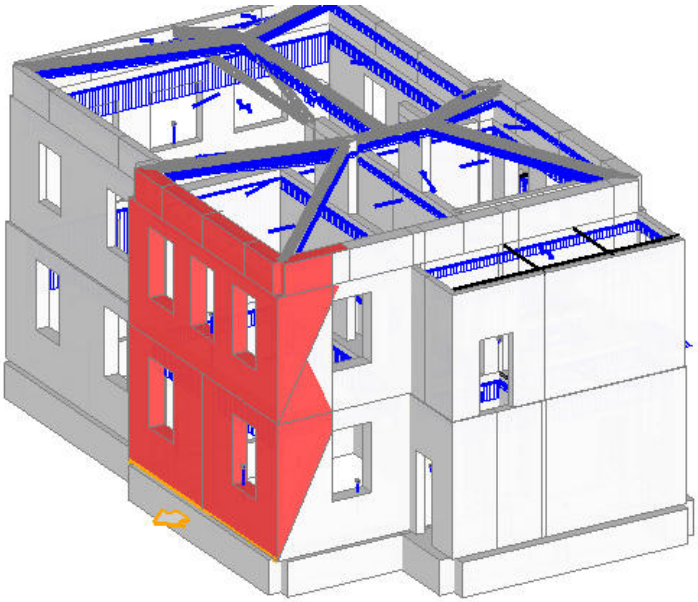
**15. G1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.546
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



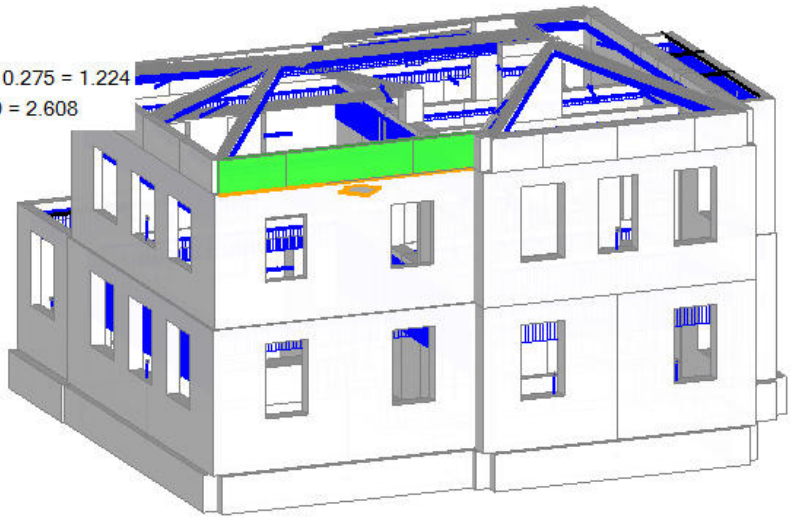
**16. G2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.128
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.223 / 0.275 = 0.812
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 439 / 949 = 0.463



**17. G3**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.082
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.153 / 0.275 = 0.557
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 153 / 949 = 0.161



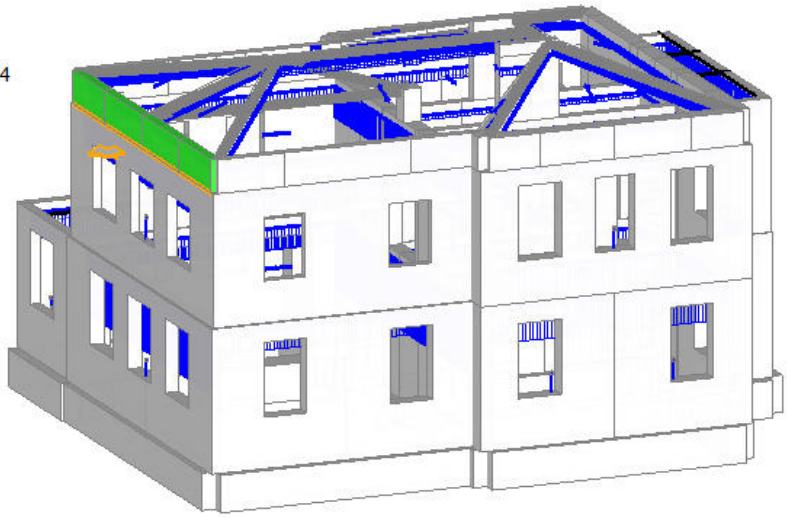
**18. H1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.354
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



**19. H2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.097
■ SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.160 / 0.275 = 0.583
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 177 / 949 = 0.187

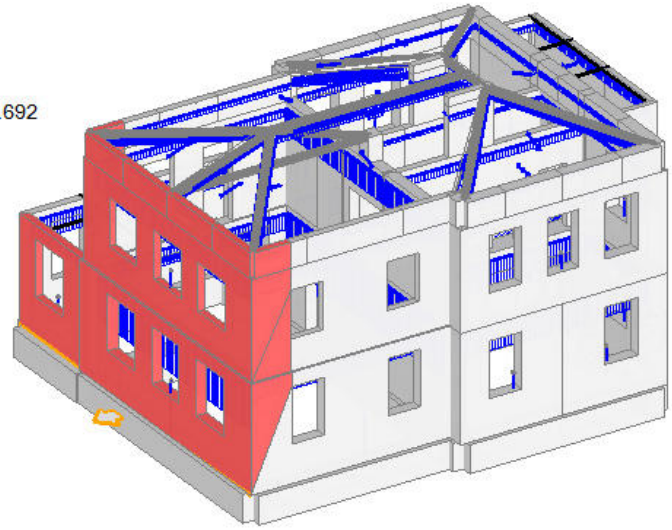
**20. H3**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.078
■ SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.158 / 0.275 = 0.575
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 169 / 949 = 0.178

**21. I1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.335
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608

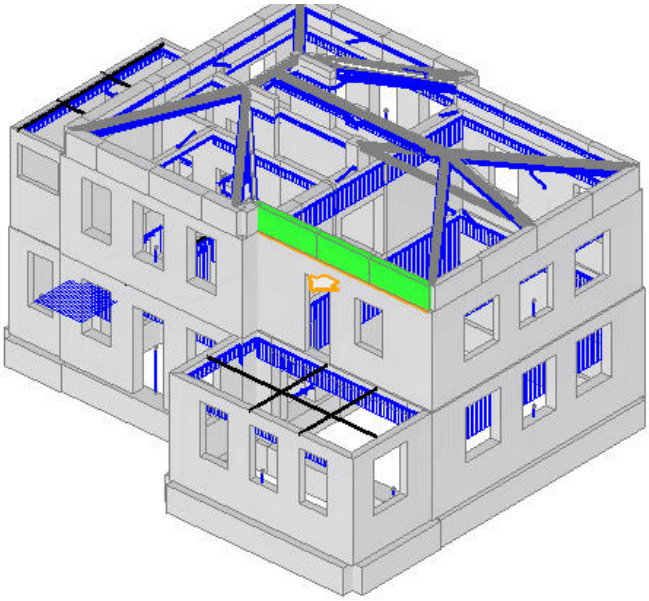


**22. I2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.089
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.144 / 0.275 = 0.524
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 131 / 949 = 0.138

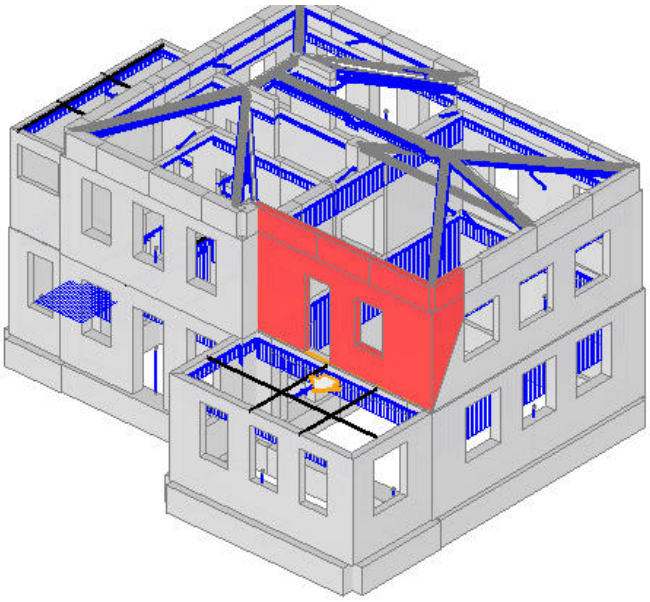
**23. I3**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.099
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.190 / 0.275 = 0.692
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 277 / 949 = 0.292



**24. L1**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.346
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.336 / 0.275 = 1.224
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 2475 / 949 = 2.608



**25. L2**
Ribaltamento semplice
$\alpha_0$ = 0.096
SLV
$PGA_{CLV}$ / $PGA_{DLV}$ = 0.158 / 0.275 = 0.575
$TR_{CLV}$ / $TR_{DLV}$ = 169 / 949 = 0.178



## 9. Conclusioni

L'esito della verifica di vulnerabilità è rappresentato dal minore fra gli Indicatori di Rischio Simico **riscontrati nelle analisi e verifiche sopra riportati, qui riepilogato sia in termini di accelerazione (αV, PGA) che di tempo di ritorno (αV, TR):**

| | **αV, PGA** | **αV, TR** |
|---|---|---|
| • **Cinematismo locale parete C3** | **0.087** | **0.002** |

**Permangono inoltre alcune verifiche negative a SLV, SLD e SLO come esplicitate negli esiti delle singole analisi.**

**Com'era lecito attendersi da una struttura in muratura la relativa vulnerabilità è governata da meccanismi di natura locale.**

**<u>La struttura NON è pertanto verificata nei confronti del sisma di progetto da NTC 08.</u>**