

# *Comune di Fossombrone*

*(Committente)*

*Provincia di Pesaro e Urbino*



*Verifica vulnerabilità sismica Scuola Primaria  
del Capoluogo*

**- Relazione Tecnica -**

*Ing. Matteo Mari*

In g e n e r i a Civile Strutturale

Via San Marco, 59 61030 LUCREZIA DI CARTOCETO (PU) Cell. 328 8444316

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

*Data:*

*29 / 05 / 2018*

## INDICE

INDICE .....	2
Premessa.....	5
Normative di riferimento.....	7
Capitolo 1 – Documentazione esistente.....	8
1.1 – <i>Evoluzione Strutturale dell’Edificio</i> .....	10
Capitolo 2 – Conoscenza del manufatto.....	23
2.1 – <i>Descrizione generale dell’ opera</i> .....	23
2.2 – <i>Individuazione dei Giunti e delle Unità Strutturali</i> .....	32
2.3 – <i>Descrizione generale delle Unità Strutturali</i> .....	34
2.3.1 – <i>Corpo A (US1A)</i> .....	34
2.3.2 – <i>Corpo B (US1B)</i> .....	35
2.3.2 – <i>Corpo C (US2)</i> .....	37
Capitolo 3 – Indagini in situ .....	39
3.1 – <i>Indagini geologico geotecniche</i> .....	39
3.2 – <i>Indagini sui solai per l’ idoneità statica</i> .....	39
3.3 – <i>Indagini sulle strutture</i> .....	40
3.3.1 – <i>Indagini sulla struttura in muratura</i> .....	43
3.3.1.1 – <i>Acquisizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza FC</i> .....	46
3.3.1.2 – <i>Caratteristiche dei materiali</i> .....	47
3.2.2 – <i>Risultati delle indagini sugli edifici in c.a.</i> .....	49
3.2.2.1 – <i>Acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC</i> .....	49
3.2.2.2 – <i>Elaborazione dei risultati</i> .....	51
3.2.2.3 – <i>Caratterizzazione meccanica del calcestruzzo</i> .....	54
3.2.2.3.1 – <i>Corpo B</i> .....	54
3.2.2.3.2 – <i>Corpo C</i> .....	55
Capitolo 4 – Valutazione della sicurezza .....	56
4.1 – <i>Vita Nominale, Classe D’Uso e Periodo di Riferimento</i> .....	58
4.2 – <i>Azioni sulla costruzione</i> .....	58

4.2.1 – <i>Combinazione delle azioni</i> .....	59
4.2.2 – <i>Analisi dei carichi</i> .....	59
4.2.2.1 – <i>Corpo A</i> .....	59
4.2.2.2 – <i>Corpo B</i> .....	61
4.2.2.3 – <i>Corpo C</i> .....	62
4.2.3 – <i>Determinazione dell'azione sismica</i> .....	64
4.2.4 – <i>Determinazione del carico da neve</i> .....	65
Capitolo 5 – <i>Descrizione dei modelli di calcolo</i> .....	66
5.1 – <i>Strutture in muratura</i> .....	68
5.2 – <i>Strutture in c.a.</i> .....	71
5.2.1 – <i>Classificazione degli elementi strutturali</i> .....	76
Capitolo 6 – <i>Riepilogo dati generali di calcolo</i> .....	77
Capitolo 7 – <i>Analisi della strutture</i> .....	78
7.1 – <i>Strutture in muratura – Corpo A e B</i> .....	78
7.1.1 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica</i> .....	78
7.1.2 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi statica</i> .....	80
7.1.3 – <i>Analisi modale</i> .....	82
7.2 – <i>Strutture in c.a.</i> .....	88
7.2.1 – <i>Corpo B</i> .....	88
7.2.1.1 – <i>Regolarità</i> .....	88
7.2.1.2 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica</i> .....	88
7.2.1.3 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio</i> .....	91
7.2.1.4 – <i>Valutazione dell'idoneità statica – <math>\gamma_g = 1.00 + \gamma_q = 1.00</math></i> .....	93
7.2.1.5 – <i>Analisi modale</i> .....	94
7.2.2 – <i>Corpo C</i> .....	99
7.2.2.1 – <i>Regolarità</i> .....	99
7.2.2.2 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica</i> .....	100
7.2.2.3 – <i>Valutazione dell'idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio</i> .....	102
7.2.2.4 – <i>Valutazione dell'idoneità statica – <math>\gamma_g = 1.00 + \gamma_q = 1.00</math></i> .....	104
7.2.2.5 – <i>Analisi modale</i> .....	106

Capitolo 8 – Valutazione della vulnerabilità sismica .....	111
8.1 – Strutture in muratura .....	111
8.1.1 – Corpi A + B (US1) .....	111
8.1.2 – Corpo A (US1A) .....	116
8.1.3 – Verifica dei cinematismi locali e Sisma Ortogonale .....	124
8.1.4 – Verifica degli elementi strutturali secondari .....	140
8.2 – Strutture in c.a. ....	143
8.2.1 – Corpo B (US1) .....	143
8.2.1.1 – Analisi dei meccanismi di collasso dei nodi non confinati .....	151
8.2.1.2 – Verifica degli elementi strutturali secondari .....	153
8.3.1 – Corpo C (US2) .....	156
8.3.1.1 – Analisi dei meccanismi di collasso dei nodi non confinati .....	163
8.3.1.2 – Verifica degli elementi strutturali secondari .....	165
8.3.1.3 – Verifica degli spostamenti sismici .....	168
8.3.1.4 – Verifica degli spostamenti per giunto sismico .....	169
Capitolo 9 - Stato di conservazione delle strutture .....	172
Capitolo 10 – Sintesi della verifica sismica ed analisi critica degli indici di sicurezza strutturale .....	175
Capitolo 11 – Valutazione critica dell' Indicatore di Rischio (Ir) .....	178
Capitolo 12 – Valutazione sul rischio sismico degli elementi non strutturali .....	181
Capitolo 13 – Indicazioni per il progetto di consolidamento .....	181
Capitolo 14 – Stima dei costi .....	182
Elenco allegati .....	183

## Premessa

La seguente relazione consegna i risultati della verifica della vulnerabilità sismica della scuola Primaria del Capoluogo di Fossombrone.

In seguito ad incarico conferito dal Comune di Fossombrone con Determina n° 228 del 20 dicembre 2017 del Funzionario Responsabile dell'Ufficio Settore II – Servizi Tecnici - Architetto Gianluca Gostoli, al fine di valutare la fattibilità delle indagini e dei rilievi necessari per la redazione del modello strutturale, dopo i sopralluoghi preliminari lo scrivente ha provveduto a prendere visione dello stato del fabbricato sito in via Cairoli nel Comune di Fossombrone (PU) ed attuale sede della Scuola Primaria del Capoluogo.

Successivamente, analizzata nel dettaglio ed in modo puntuale tutta la documentazione disponibile relativa ai progetti realizzati nel passato riguardante l'immobile, forniti dall'Amministrazione Committente, si è provveduto a condividere con la Stessa Amministrazione e con gli Uffici Competenti la campagna di indagini propedeutica alla verifica di vulnerabilità sismica dell'edificio tenendo conto sia degli obblighi normativi, sia, per quanto riguarda gli aspetti operativi delle interferenze connesse con il contemporaneo svolgimento delle attività didattiche.

Dal punto di vista architettonico, il complesso edilizio è costituito da 3 corpi di fabbrica, il corpo A in muratura di pietra e mattoni dei primi anni 20, il corpo B struttura mista in muratura e cemento armato realizzato a cavallo tra gli anni 60 e 70 e il corpo C in cemento armato realizzato nei primi anni 80; in particolare il corpo originario A ha subito negli anni modifiche di tipo strutturale come sopraelevazioni e sostituzione di solai che ne hanno cambiato la configurazione rispetto a quella originaria.

La conformazione planimetrica del fabbricato è articolata, a forma di "ferro di cavallo", ed è come detto il risultato di numerosi interventi edilizi avvenuti tra circa il 1922 e il 1982. L'ingombro planimetrico è inscrivibile in un rettangolo di lati 84,00m (lungo via Cairoli) e 36,00m (lungo viale Gramsci). La superficie coperta è di circa 1980mq e l'edificio si sviluppa su n.4 livelli, il primo dei quali è seminterrato, per una altezza totale di circa 12,50m misurata dall'estradosso del piano fondale alla gronda del corpo A.

I tre corpi del complesso hanno la seguente estensione:

### Corpo A

	Superficie	Altezza	Volume
Piano Seminterrato	1160mq	3,00m	3480mc
Piano Rialzato	1160mq	5,00m	5800mc
Piano Primo	930mq	4,20m	4136mc
Piano Sottotetto	930mq	2,50m	2325mc
Volume totale			<b>15741mc</b>

### Corpo B

	Superficie	Altezza	Volume
Piano Seminterrato	460mq	3,00m	1380mc
Piano Rialzato	460mq	3,80m	1748mc
Piano Primo	460mq	3,80m	1748mc
Piano Sottotetto	460mq	1,50m	690mc
Volume totale			<b>5566mc</b>

### Corpo C

	Superficie	Altezza	Volume
Piano Seminterrato	355mq	3,00m	1065mc
Piano Rialzato	355mq	5,00m	1775mc
Piano Primo	355mq	3,80m	1349mc
Piano Sottotetto	355mq	1,00m	355mc
Volume totale			<b>4544mc</b>

La cubatura totale del complesso è di circa  $15741 + 5566 + 4544 = 25850\text{m}^3$ .

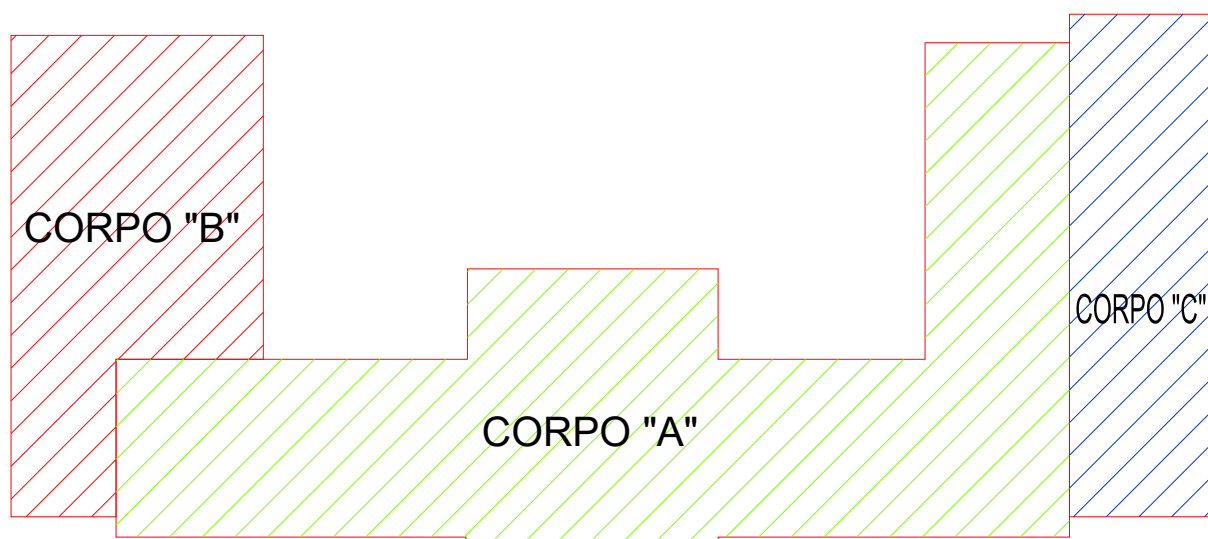


Figura 1 – Individuazione dei corpi di fabbrica

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

La valutazione della sicurezza e del livello di vulnerabilità sismica è stata quindi condotta attraverso le seguenti fasi principali:

- Analisi storico critica ed esame della documentazione agli atti;
- Conoscenza del manufatto: rilievo geometrico, strutturale, materico ed individuazione delle unità strutturali;
- Indagini in situ, caratterizzazione meccanica dei materiali e classificazione sismica del sito;
- Definizione dei parametri e delle azioni di progetto;
- Valutazione della vulnerabilità statica;
- Valutazione della vulnerabilità sismica;
- Modellazione della struttura, analisi numeriche, determinazione degli indicatori di rischio;
- Conclusioni: commento dei risultati ottenuti ed indicazione di possibili interventi di miglioramento/adequamento.

## **Normative di riferimento**

La valutazione della sicurezza viene redatta in conformità alle seguenti normative:

- D.M. 14/01/2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, e Circolare 02/02/2009, n.617 Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- OPCM n.3274 del 08/05/2003;
- D.G.R. Marche n. 1168 del 26/07/2010 “Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. del 14/01/2008 e della Circolare n.617 del 02/02/2009”.

## Capitolo 1 – Documentazione esistente

A seguito delle ricerche effettuate presso la sede dell'archivio del Comune di Fossombrone, è stato possibile reperire la documentazione relativa alla costruzione originaria del fabbricato ed agli interventi di ampliamento e/o modifica che si sono susseguiti nel tempo.

Si riporta l'elenco degli atti amministrativi e dei documenti salienti che hanno caratterizzato la realizzazione dell'aggregato scolastico:

### **1) Documentazione inerente la costruzione originaria (1919-'23):**

- a) Pianta Piano quotato delle mezzerie dei muri di fondazione;
- b) Sezione trasversale;
- c) Pianta primo piano;
- d) Pianta copertura;
- e) Prospetti;
- f) Capitolato speciale d'appalto redatto dall'impresa Vecchi Giuseppe di Arcevia;
- g) Registro di contabilità del 12/05/1922 redatto dall' Ing. Fiorelli Direttore dei Lavori;
- h) Libretto delle misure del 28/03/1922 redatto dall' impresa Vecchi Giuseppe di Arcevia;
- i) Certificato di collaudo del 26/11/1926 redatto dall' Ing. Eugenio Cavazzi del Reale Genio Civile;

### **2) Documentazione inerente la costruzione originaria (anni '50-'60):**

- a) Pianta piano cantinato, terra e primo dell' impianto di riscaldamento per l' asilo modello "L. Valerio" di Fossombrone

### **3) Documentazione inerente al primo ampliamento "corpo B" (1969):**

- a) Stima dei lavori del 21/05/1969 redatto dal Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti;
- b) Relazione tecnico-descrittiva del 21/05/1969 redatto dal Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti;
- c) Pianta e Prospetti stato di fatto (Tav. 6-7-8-9-10);
- d) Pianta stato di progetto: fondazioni tav. n.1, primo piano tav. n.3, secondo piano tav. n.7, solaio di sottotetto tav. n.11 redatte dal Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti;
- e) Esecutivi strutturali: pilastri primo piano tav. n.4, armature primo piano (3-4-5-6-7-8-9-10-11-12) tav. n. 5, pilastri secondo piano tav. n.6, armature cordolo piano primo (3-muro-13-14-15), trave 23-24-25 1° e 2° piano tav. n.8, armature solaio 2° piano tav. n.9, armature cornice tav. n.10,



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

armature trave sottotetto (3-13-14-15) tav. n.12, armature copertura tav. n. 13 redatte dal Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti;

- f) Delibera redatta dalla Commissione Provinciale per l' Edilizia Scolastica, presidente Ing. Enzo Oliveti; del 18/07/1969;
- g) Verifica di stabilità dei preesistenti muri est e centrale e della relativa fondazione redatta dal Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti ;
- h) Relazione del Direttore dei Lavori sulle opere di fondazione e di sopraelevazione redatta Dott. Ing. Giuseppe Giovanetti;
- i) Verbale Prova di Carico di un Solaio del 12/04/1973;
- j) Computo esplicativo della quantità di ferro omogeneo impiegato redatto dall' Impresa Buoncompagni Gualberto di Montefelcino
- k) Certificato di Collaudo del 29/10/1973 redatto dal Dott. Ing. Vito Lonero.

**4) Documentazione inerente al secondo ampliamento "corpo C" (1982):**

- a) Relazione sul progetto per la sistemazione e l' alimentazione della scuola materna del capoluogo redatto dall' Ing. Giuseppe Giovanetti in data 10/10/1975;
- b) Stralcio Progetto Architettonico redatto dall' Ing. Giuseppe Giovanetti in data 14/01/1980 riguardante l' ampliamento e sistemazione della "Scuola materna e magistrale del capoluogo";
- c) Elaborati grafici strutturali del secondo ampliamento (Corpo C) redatto dall' Ing. Carlo Gentili e consegnato in comune in data 27/11/1982;
- d) Relazione di calcolo strutturale relativa a "ampliamento della scuola materna e magistrale di Fossombrone – ala destra – opere in c.a." redatta dall' Ing. Carlo Gentili e consegnato in comune in data 27/11/1982 (Impresa appaltatrice Consedil di Falconara Marittima, Impresa esecutrice Zonga Nello di Fano);
- e) Relazione geologico-tecnico sui terreni di fondazione per l' ampliamento della scuola magistrale di Fossombrone redatta dallo studio geologico dei Dott. C. Pergolini e G. Faina in data 14/10/1982;
- f) Certificato relativo alla "Denuncia costruzioni in corso prima dell' entrata in vigore del D.M. 10/02/1983 di aggiornamento delle zone sismiche della Regione Marche" redatto dall' Ing. Antonio Caturani coordinatore del servizio decentrato opere pubbliche e difesa del suolo della regione Marche il 21/02/1984
- g) Relazione a struttura ultimata redatta dall' Ing. Carlo Gentili in data 29/08/1984 con allegati certificati di prova sul cls e sulle barre d' armatura;

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

- h) Certificato di Collaudo statico delle opere in c.a. dei lavori di ampliamento della scuola materna e magistrale del capoluogo del 30/12/1987 redatto dal Dott. Ing. Ferruccio Vitali.
- i) Certificato di Idoneità Statica dell' edificio adibito a scuola materna ed elementare del capoluogo redatto dall' Ing. Carlo Gentili in data 22/12/2009

**4) Documentazione inerente le "Indagini diagnostiche dei solai degli edifici scolastici previste dall' art. 1 comma 177 della legge 13/07/2015 n. 107 redatta dallo studio di ingegneria Frezzini (2016)**

***1.1 - Evoluzione Strutturale dell'Edificio***

In linea con i principi riportati al §8.5.1 delle NTC2008, è stata effettuata una analisi storico critica e costruttiva del complesso edilizio, che ha permesso di:

- a) Definire le Tipologia Costruttiva, analizzando le normative tecniche vigenti all'epoca di costruzione e realizzazione dell'opera e dei successivi ampliamenti;
- b) Predisporre una campagna di Indagini in Situ per il rilievo geometrico e la caratterizzazione meccanica dei materiali;
- c) Definire i corpi di Fabbrica o Unità Strutturali (US) ;
- d) Determinare le interazioni tra le US adiacenti (giunti tra elementi strutturali, disassamenti e rastremazioni, sfasamento di quota tra solai continui, ecc.)
- e) Individuare gli interventi avvenuti nel tempo, gli effetti che hanno prodotto sugli elementi e sul comportamento strutturale.

### 1) COSTRUZIONE ORIGINARIA (1922)

A mente del maestro e storico Renzo Savelli il terreno dove sorge la costruzione rientra all' interno della seconda operazione urbanistica della città di Fossombrone dopo la realizzazione del quartiere settecentesco nel 1600; la giunta Sassi in carica prima del ventennio e poi fatta dimettere dalle squadre fasciste acquisisce il lotto di terra a cavallo tra la via Flaminia e il fiume Metauro dagli Albani e tra le costruzioni previste viene realizzato l' Asilo L. Valerio destinato al piano terra, e la Regia Scuola di Metodo, ovvero la scuola magistrale per diventare maestre d' asilo, al piano primo. Quindi progetto del 1919 con aggiornamento del 1921 e anni di costruzione 1922-23.

In base agli elaborati grafici originari e le cartoline ante guerra si nota che il complesso edilizio era costituito da un corpo centrale con piano seminterrato, piano rialzato, piano primo e sottotetto e da due ali laterali circa simmetriche più basse. In base ai libretti delle misure dell' epoca e i rilievi il piano seminterrato e quello rialzato sono in pietra locale mentre il piano primo e sottotetto del corpo centrale in mattoni pieni.

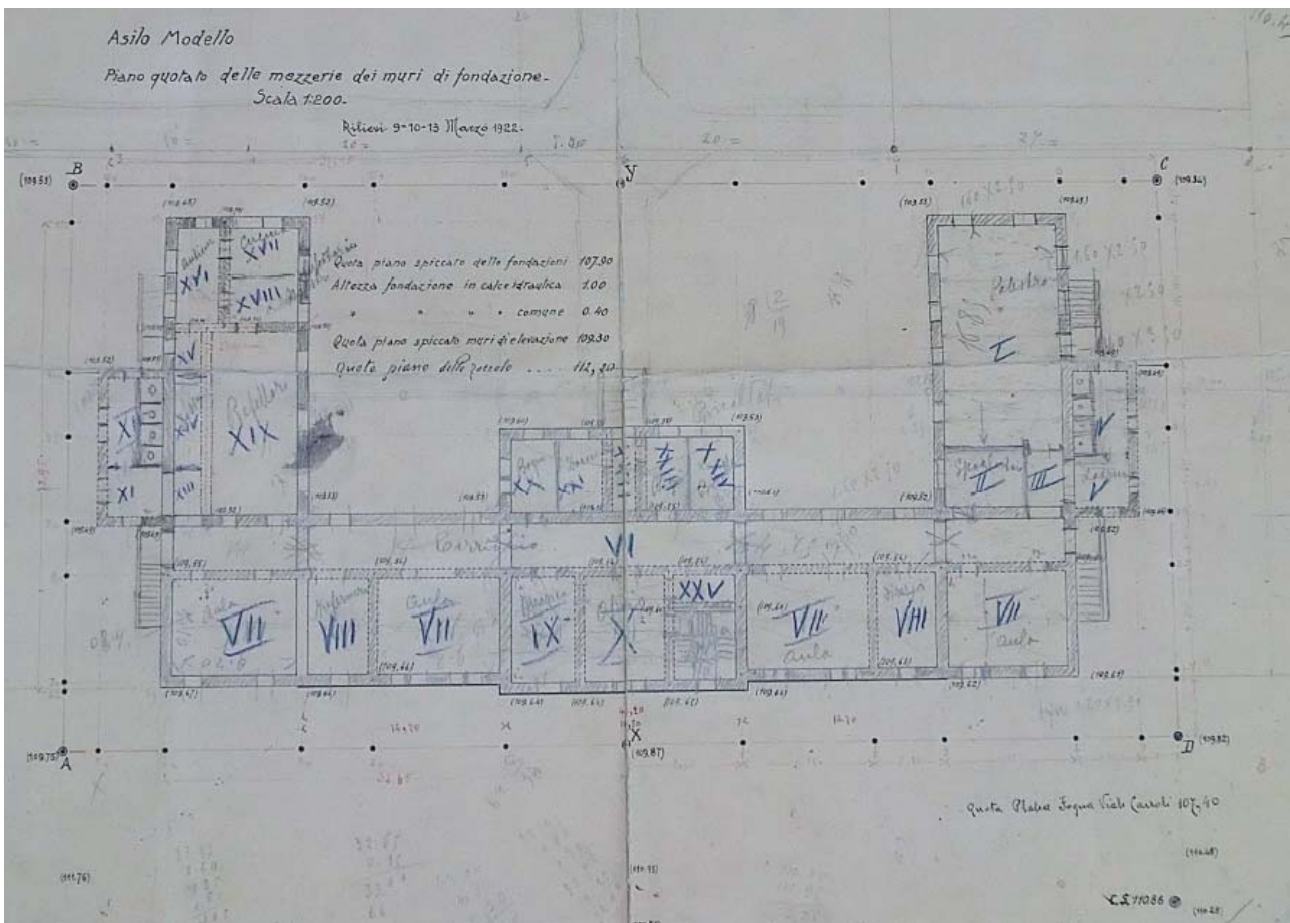


Figura 2 – Pianta originale fondazioni



Figura 3 – Pianta piano primo originale

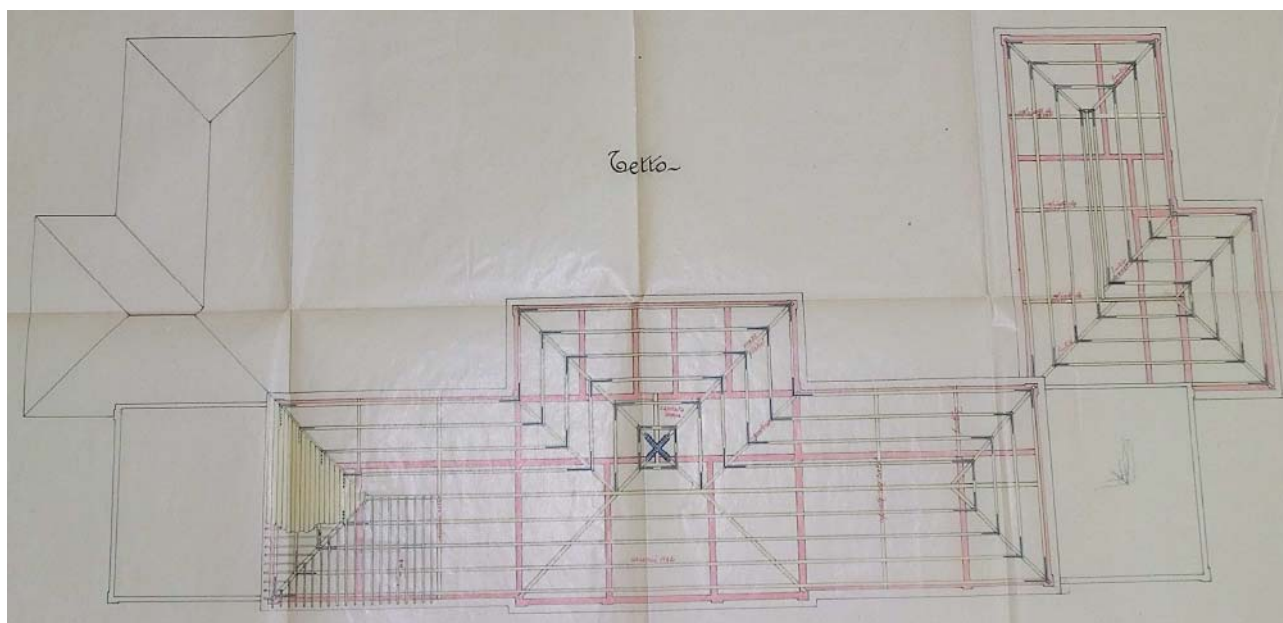


Figura 4 – Pianta piano copertura originale

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

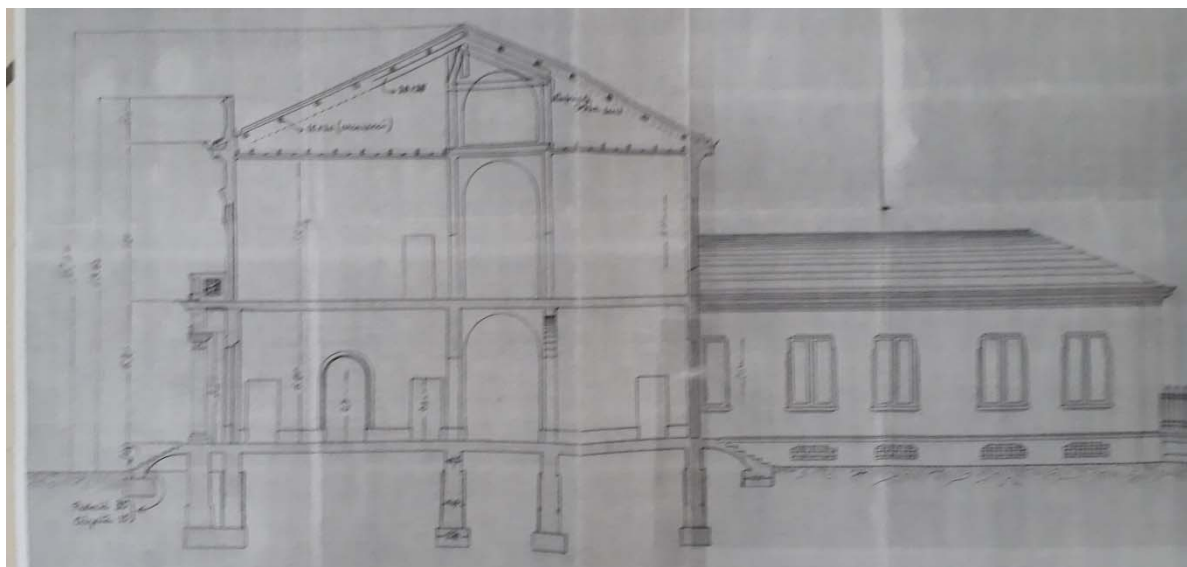


Figura 5 – Sezione trasversale



Figura 6 – Prospetto frontale



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



*Fossombrone - Asilo L. Valerio - R. Scuola di Metodo*



*Fossombrone - Scuola di Metodo e Asilo Infantile*

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

## 2) **SOPRAELEVAZIONE e BOMBARDAMENTO (anni '30 - '40)**

Sulla base della foto sotto storica scattata nell' anno '44 e relativa al bombardamento della città di Fossombrone si può dedurre che la costruzione originaria aveva subito, probabilmente prima della guerra, una sopraelevazione in corrispondenza delle due terrazze laterali, ipotizzando la necessità di aumentare il numero di classi per la crescente iscrizione di ragazze alla scuola magistrale.



Anche osservando lo stato attuale della muratura esterna in mattoni pieni è evidente la discontinuità temporale della costruzione:



Figura 7 – Retro corpo A

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



Figura 8 – Retro corpo A

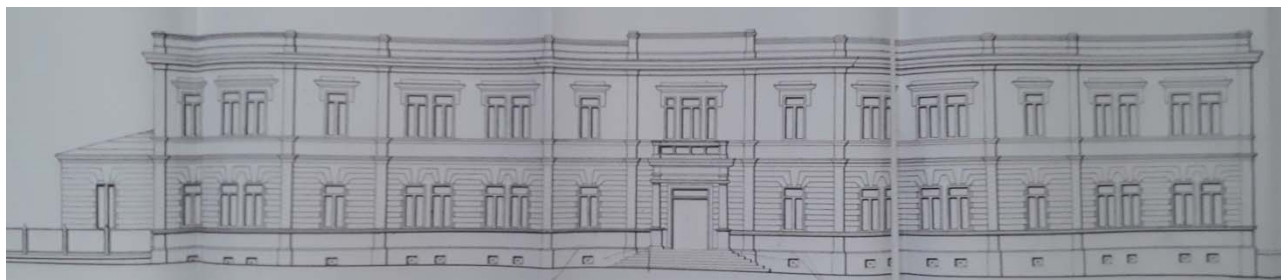


Figura 9 – Prospetto Frontale (Stato di fatto ante ampliamento 1969)



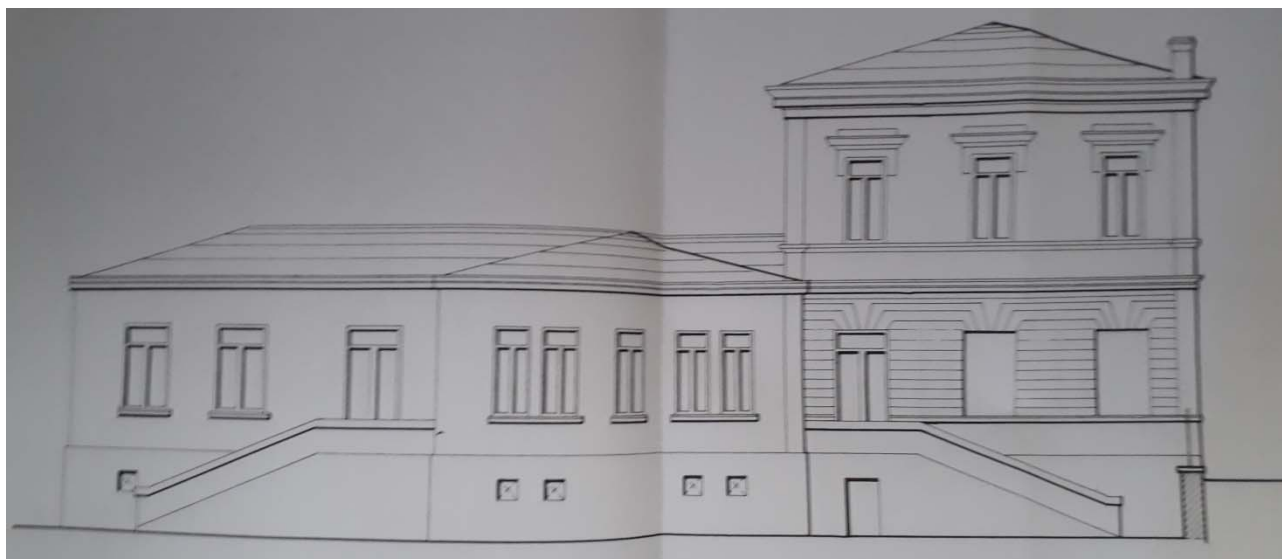


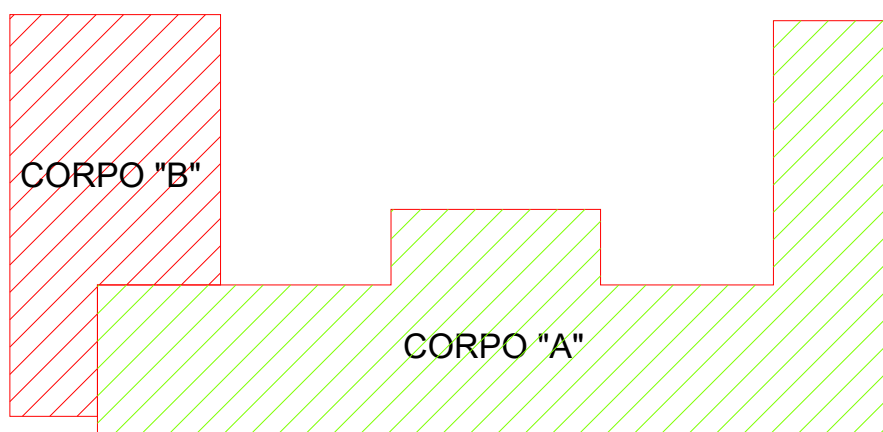
Figura 10 – Prospetto lato Nord (Stato di fatto ante ampliamento 1969)

### **3) 1° AMPLIAMENTO – Blocco B (1969)**

In base alla legge 28/07/1967 n. 641 “Opere di Edilizia Scolastica” il comune di Fossombrone è incluso nel programma delle opere di edilizia scolastica da realizzare a totale carico dello stato nel biennio 1967-68, in particolare per la sopraelevazione di un piano del corpo di fabbrica sull’ ala Nord in corrispondenza del vecchio refettorio della scuola magistrale per una spesa di 30.000.00€

Una relazione dell’ Ingegnere progettista Giuseppe Giovanetti giustifica l’ intervento con la necessità di adeguare l’ edificio didatticamente ed igienicamente alle moderne esigenze ed in particolare per la necessità a ricevere la triplicata iscrizione di alunne. La stessa legge obbligava a due ingressi separati tra i bambini dell’ asilo (nuovo ingresso sul lato nord) e le ragazze della scuola (ingresso fronte edificio).

Quindi anno di progetto 1969 e anni di costruzione 1970-72.



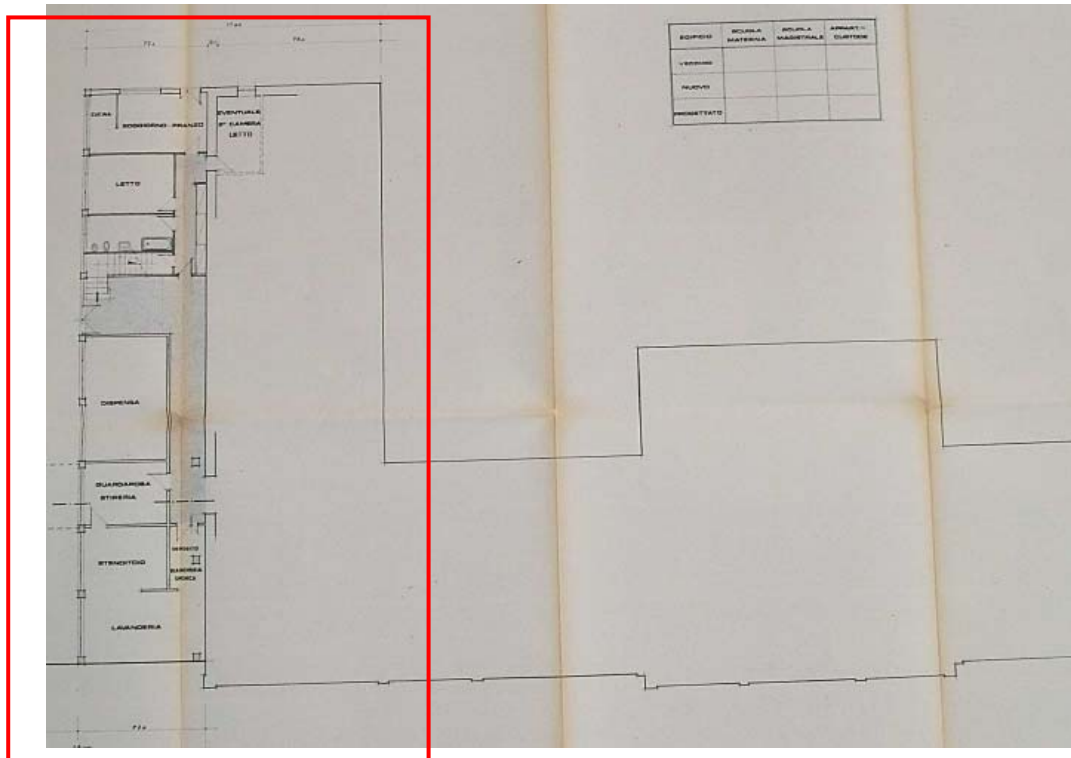


Figura 11 – Piano seminterrato – ampliamento/sopraelevazione Blocco B

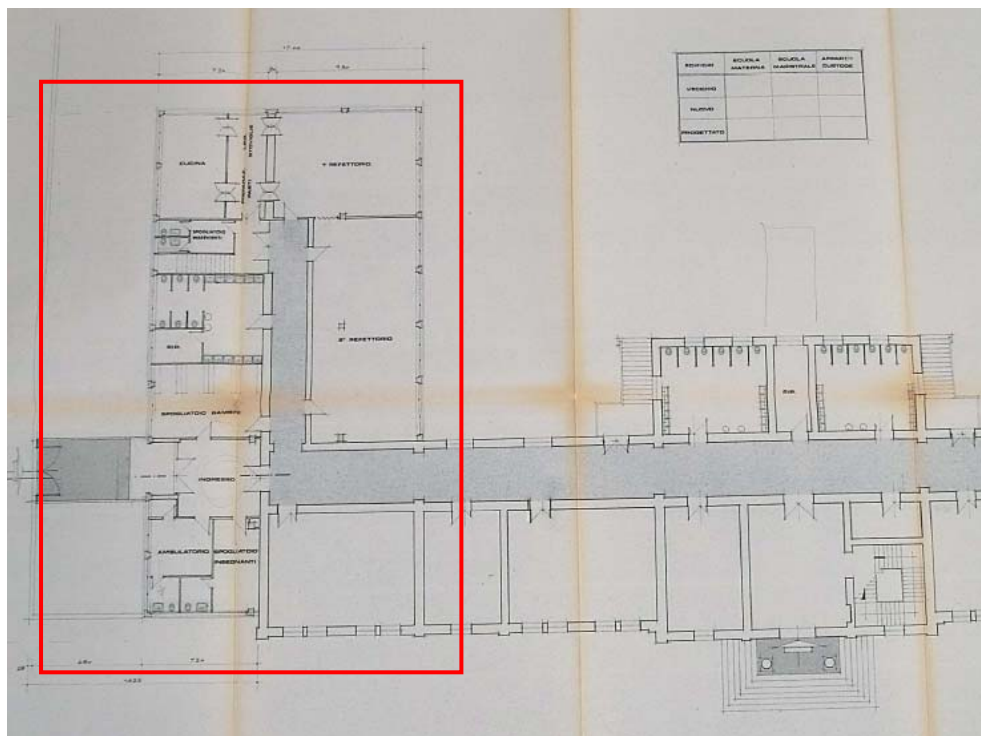


Figura 12 – Piano rialzato – ampliamento/sopraelevazione Blocco B

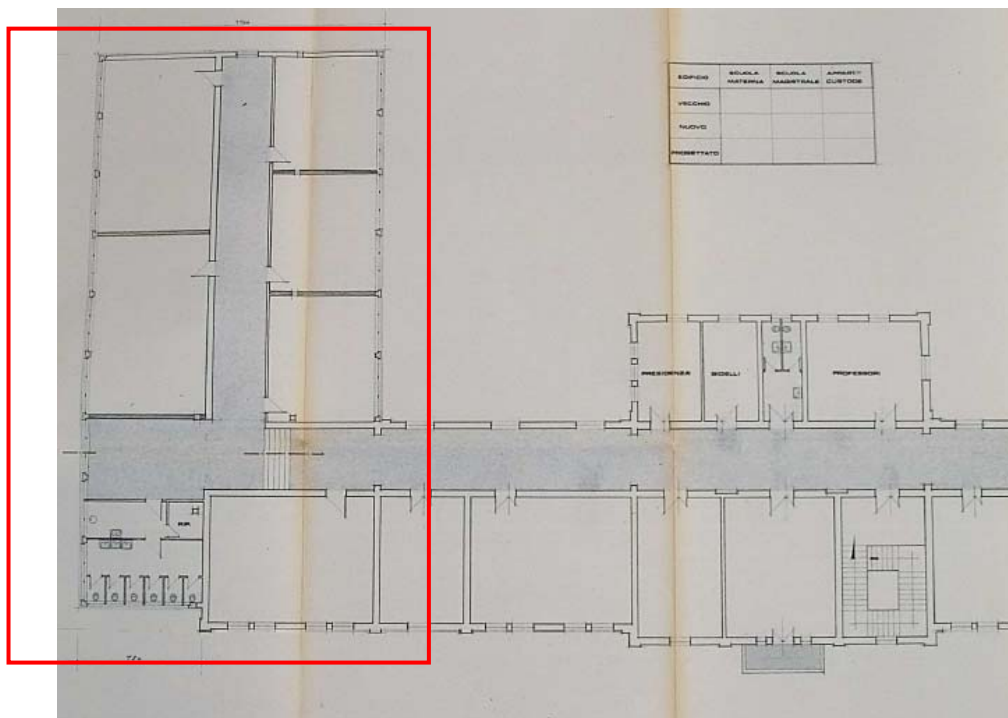


Figura 13 – Piano primo – ampliamento/sopraelevazione Blocco B

#### **4) INTERVENTI LOCALI SU COSTRUZIONE ORIGINARIA (anni '60-'70)**

I solai del sottotetto del blocco A, in cannucciato e sostenuti da un orditura di tavolati lignei, sono interamente sostituiti da solai in laterocemento più travi calate rompitratta in c.a., posti ad una quota più bassa (circa 1.00m) rispetto all' esistente, come si evince dalle foto sotto dove si nota il vecchio intonaco al di sopra del piano di sottotetto; insieme è stato realizzato un cordolo perimetrale in c.a. di notevole rigidità. L' intervento se da un parte assicura un effetto scatolare con comportamento rigido nel piano, dall' altra ha comportato un elevato incremento di massa sismica ad un piano elevato.

Da segnalare il solaio di sottotetto in laterocemento nella parte di fabbricato in adiacenza al corpo C, che risulta circa 1.00m più alto rispetto al resto del piano e che denota una probabile diversa età di intervento.

Anche la parte di edificio adibita a palestra ha subito degli interventi come il rifacimento dei solai di sottotetto e di copertura mediante tipologia a laterocemento più travi calate rompitratta a sostegno del sottotetto; anche le pareti della parte rialzata hanno probabilmente subito interventi tanto che la muratura risulta in mattoni pieni diversamente dalla stato originario.

Non sono a disposizione documenti progettuali relativi agli interventi.

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



### 5) II° AMPLIAMENTO – Blocco C (1982)

Nella relazione tecnica “Progetto per la sistemazione e l’ alimentazione della scuola materna del capoluogo” del 10 Ottobre 1975 l’ Ing. Giuseppe Giovanetti motiva la necessità della sistemazione e la costruzione di una nuova parte in funzione dell’ aumentato numero dei bimbi e l’ adeguamento al D.L. 21/03/1970 “Norme tecniche relative all’edilizia scolastica, ivi compresi gli indici minimi di funzionalità didattica, edilizia e urbanistica, da osservarsi nella esecuzione di edilizia scolastica”.

L’ amministrazione comunale decise per la ristrutturazione con ampliamento, mediante struttura intelaiata in c.a. in aderenza al fabbricato originario, in base al progetto approvato dal consiglio comunale con delibera n. 6 del 26/01/1980; la denuncia delle opere in base alla legge 1086/71 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” è in data 24/12/1982 prima dell’ entrata del DM 10/02/1983 relativo all’ “Aggiornamento delle zone sismiche della regione Marche” e in deroga all’ art. 30 “Costruzioni in corso in zone sismiche di nuova classificazione” della norma sismica legge 64/74 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

Infatti durante il corso dei lavori il territorio del comune di Fossombrone viene classificato in zona sismica di 2° cat. dal 07/04/1983 con grado di sismicità S=9; pertanto l’ esecuzione delle opere ebbe l’ autorizzazione per completare l’ opera dal Servizio Decentrato OO.PP e difesa del suolo di Pesaro con certificato n°154/15 del 21/02/1984.

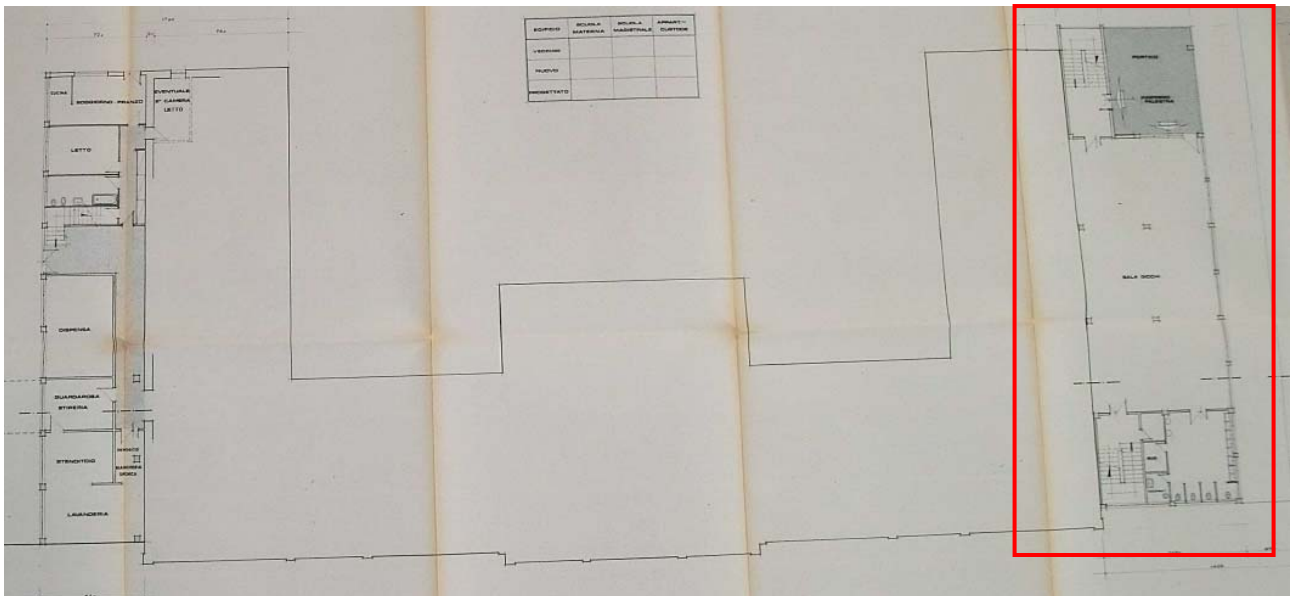


Figura 14 – Piano seminterrato – ampliamento Blocco C

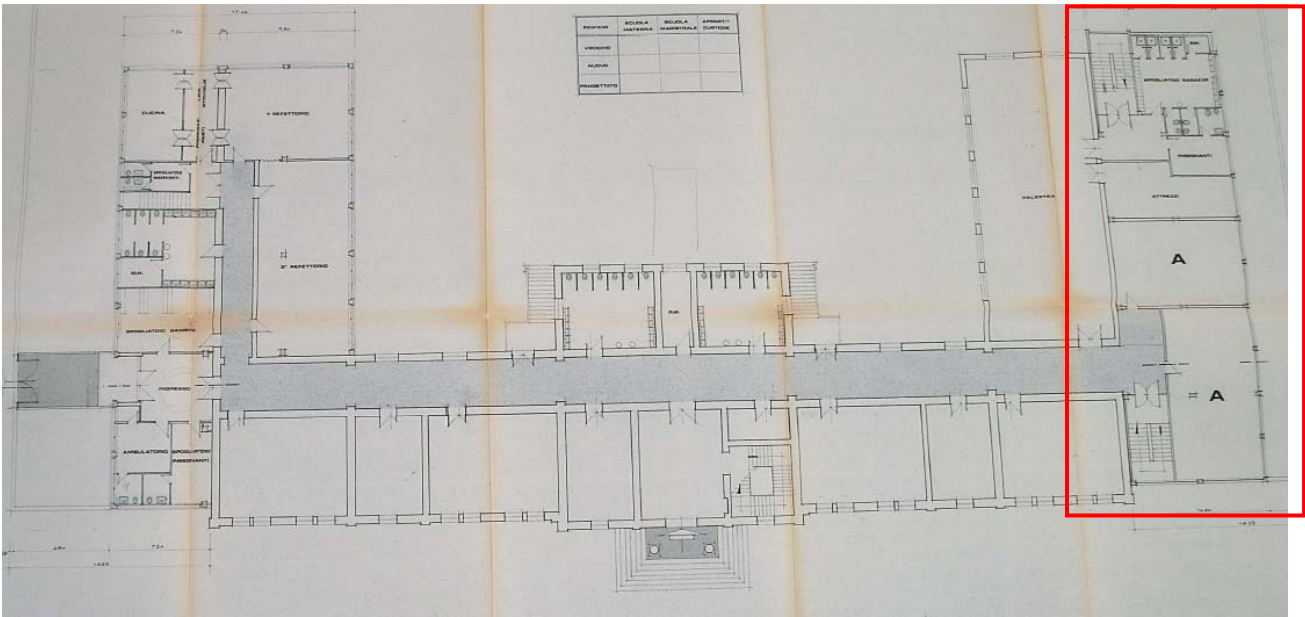


Figura 15 – Piano rialzato – ampliamento Blocco C

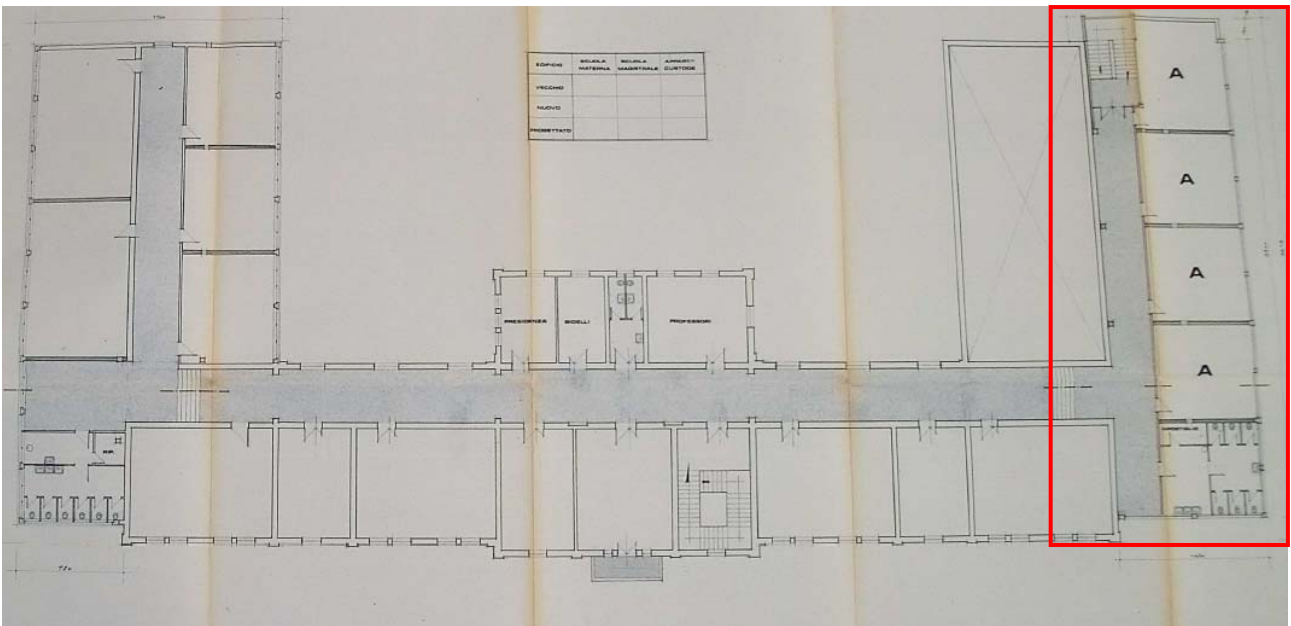


Figura 16 – Piano primo – ampliamento Blocco C

## Capitolo 2 – Conoscenza del manufatto

### 2.1 – Descrizione generale dell'opera

Il complesso edilizio oggetto della verifica di vulnerabilità sismica è ubicato lungo Via Cairoli nel Comune di Fossombrone (PU). Nell'immagine seguente ne viene evidenziata l'ubicazione esatta.

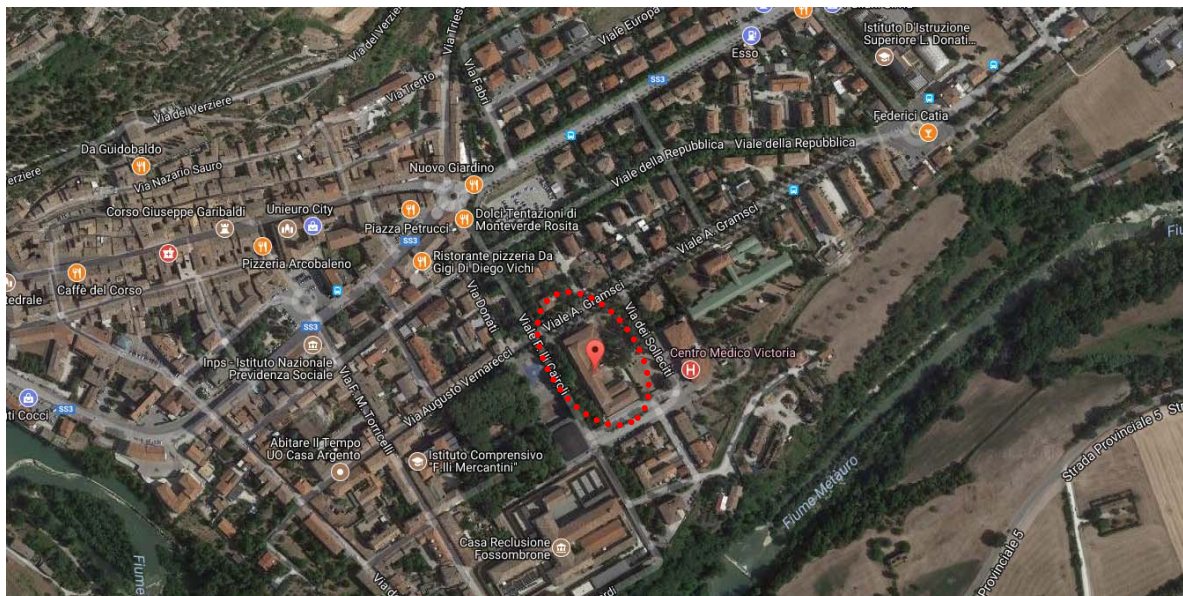


Figura 17 - Vista aerea con evidenziata la scuola primaria del Capoluogo oggetto di verifica di vulnerabilità

Come già indicato in Premessa, la struttura è costituita da tre corpi di fabbrica adiacenti tra loro e interferenti dal punto di vista del comportamento strutturale per effetto dell'azione sismica.

Dal punto di vista geometrico, il fabbricato presenta uno sviluppo planimetrico in cui è definibile un ingombro massimo al piano terra di circa **1980 m<sup>2</sup>**. In elevazione la geometria rimane simile a meno della palestra del corpo A.

Il volume dei tre corpi complessivamente è di circa 25850 mc.

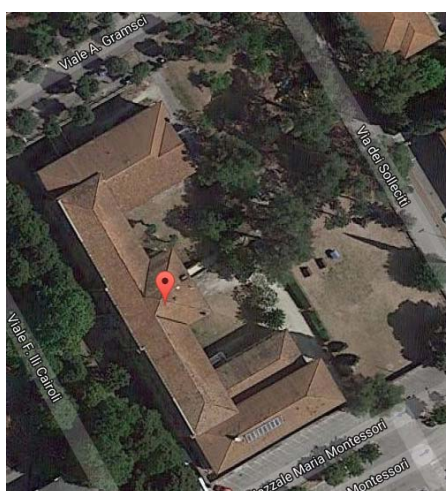


Figura 18 – Foto aerea con vista delle coperture del complesso edilizio

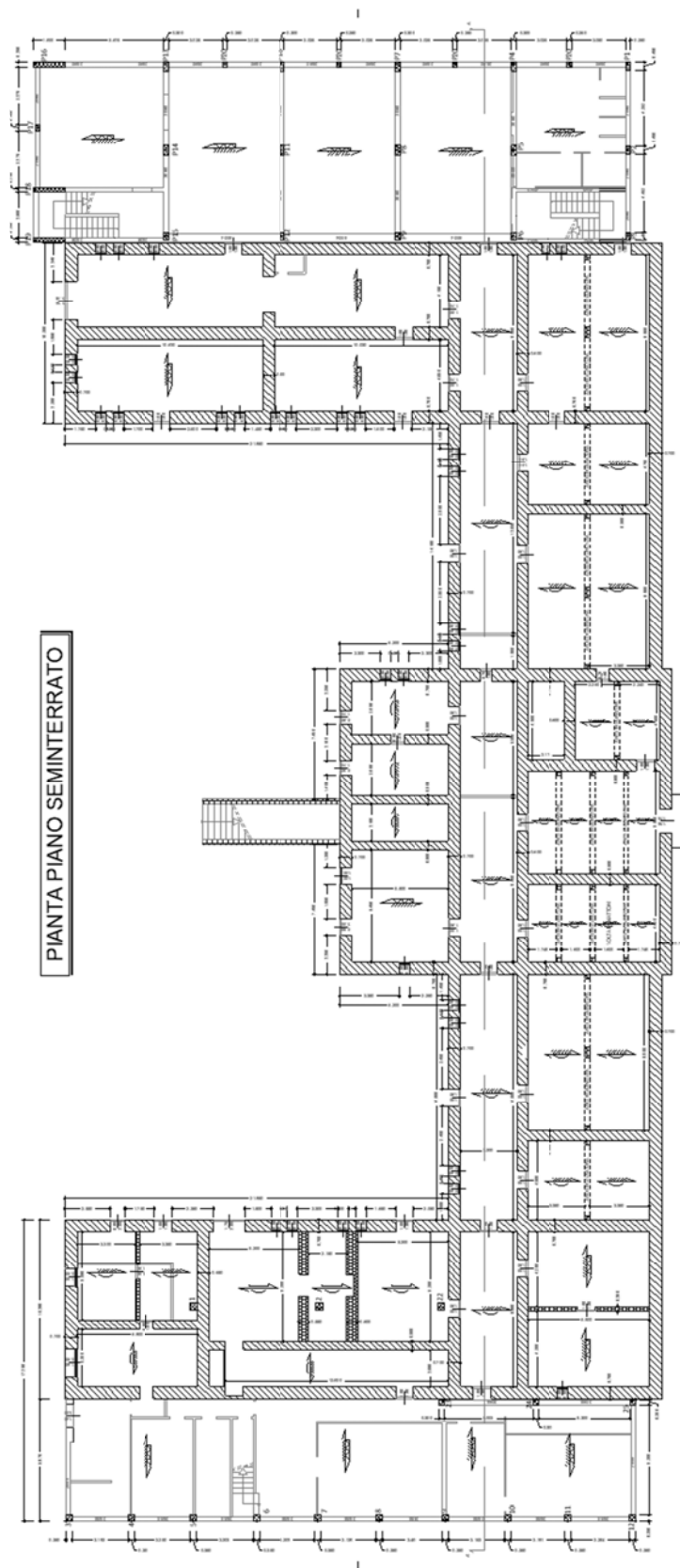


Figura 19 - Pianta 1° solai



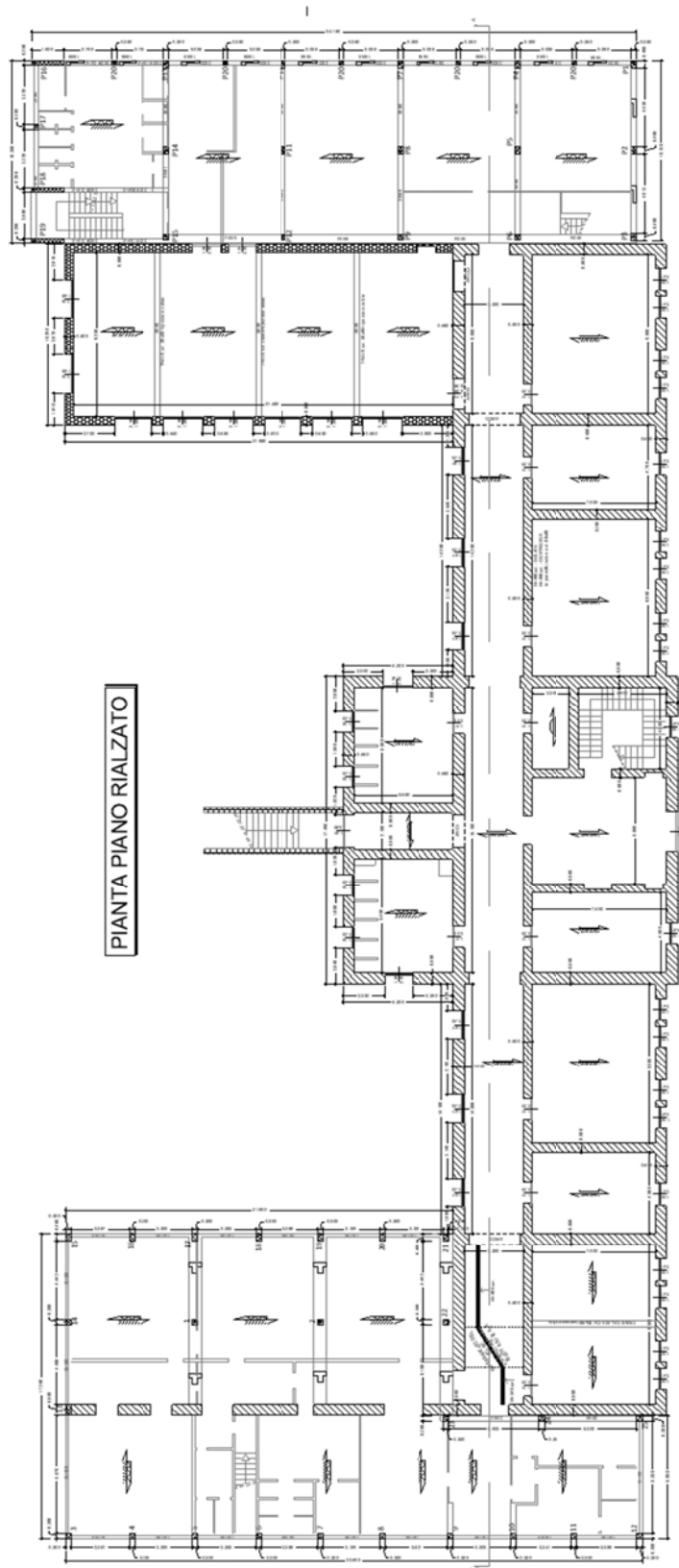


Figura 20 - Pianta 2° solaio

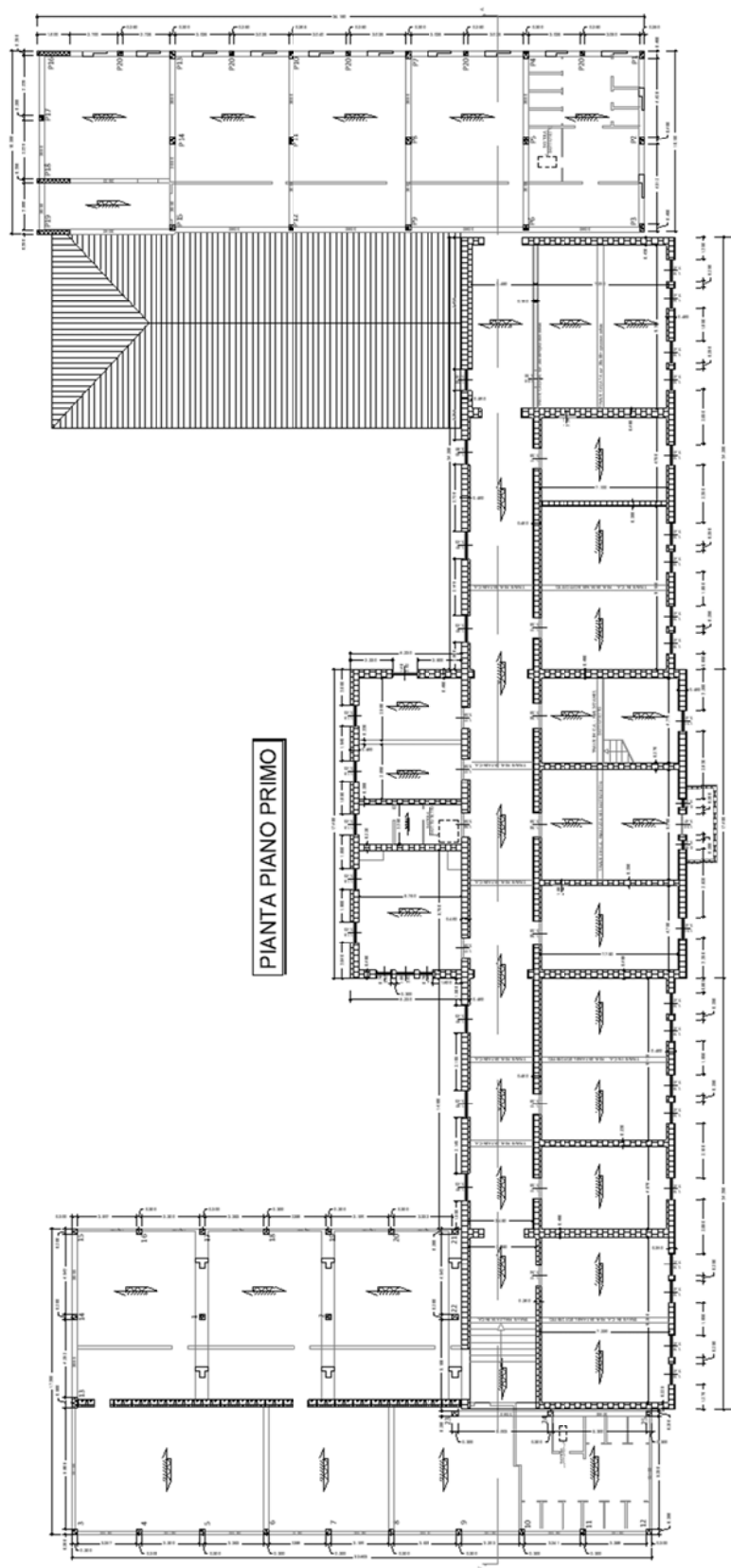


Figura 21 - Pianta sottotetto

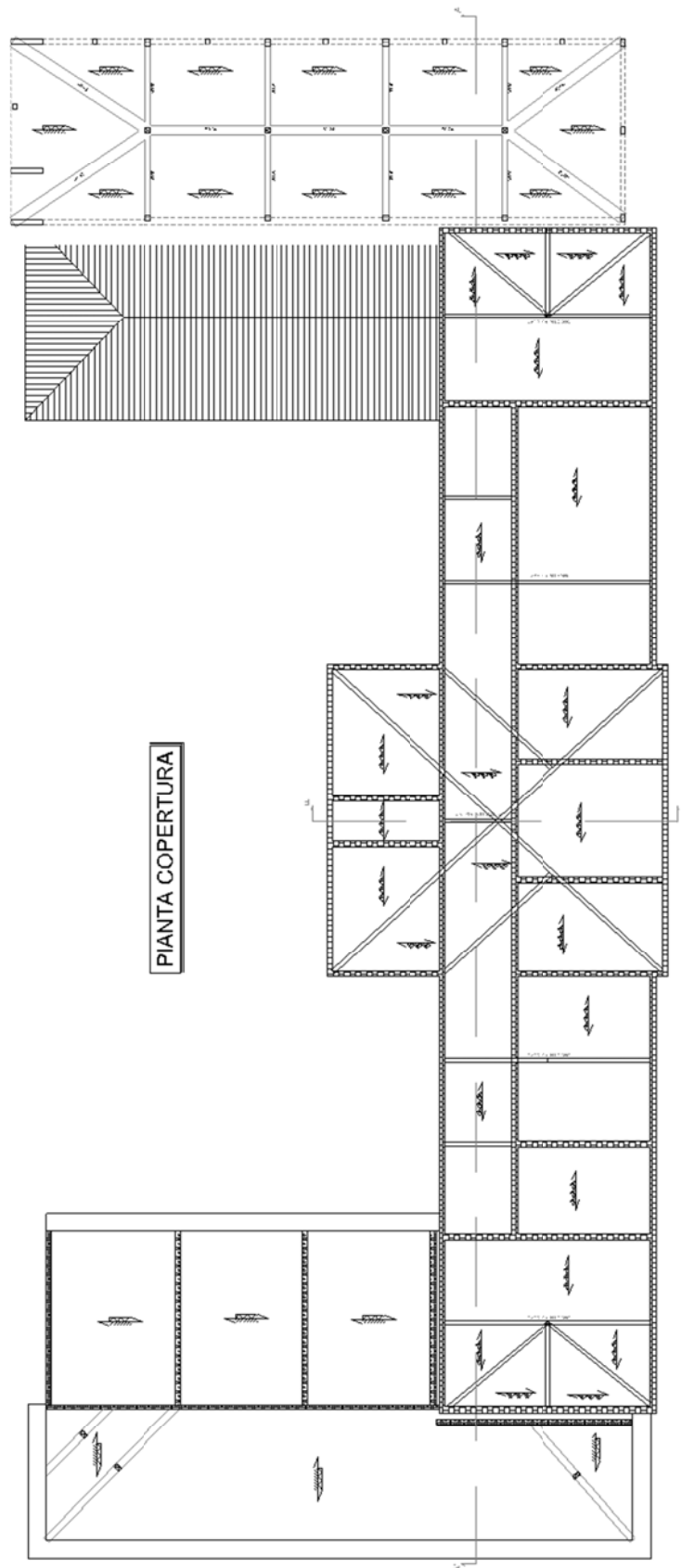


Figura 22 – Pianta copertura

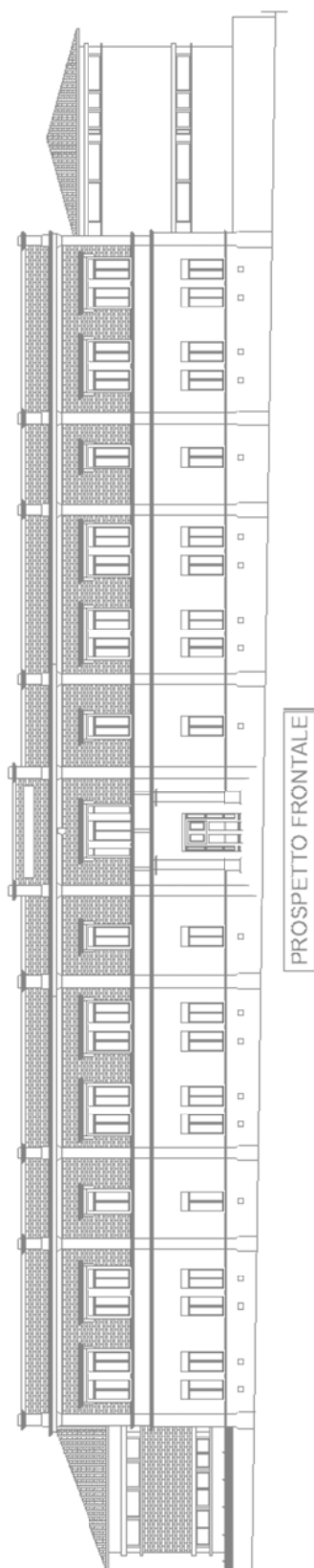


Figura 23 - Visione prospetto frontale

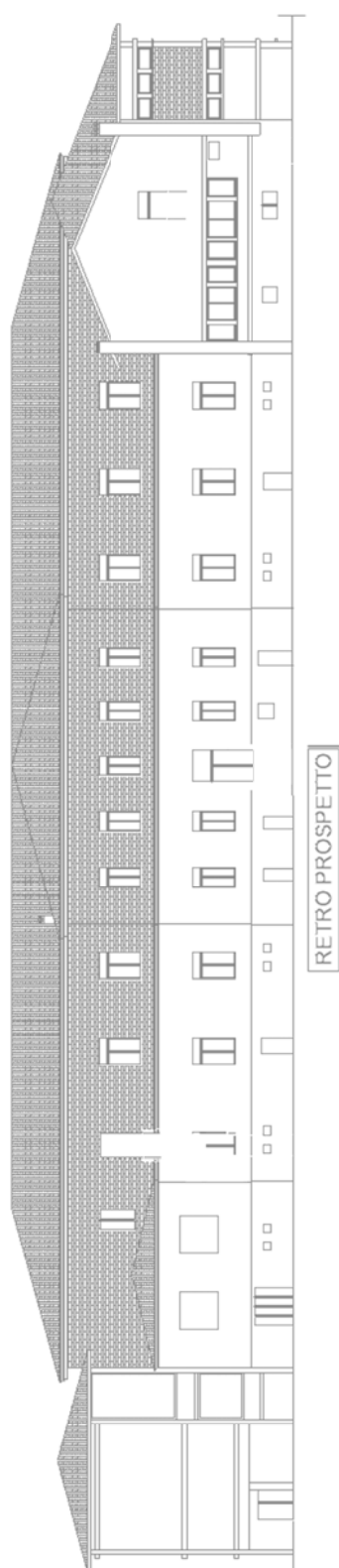


Figura 24 - Visione prospetto retro

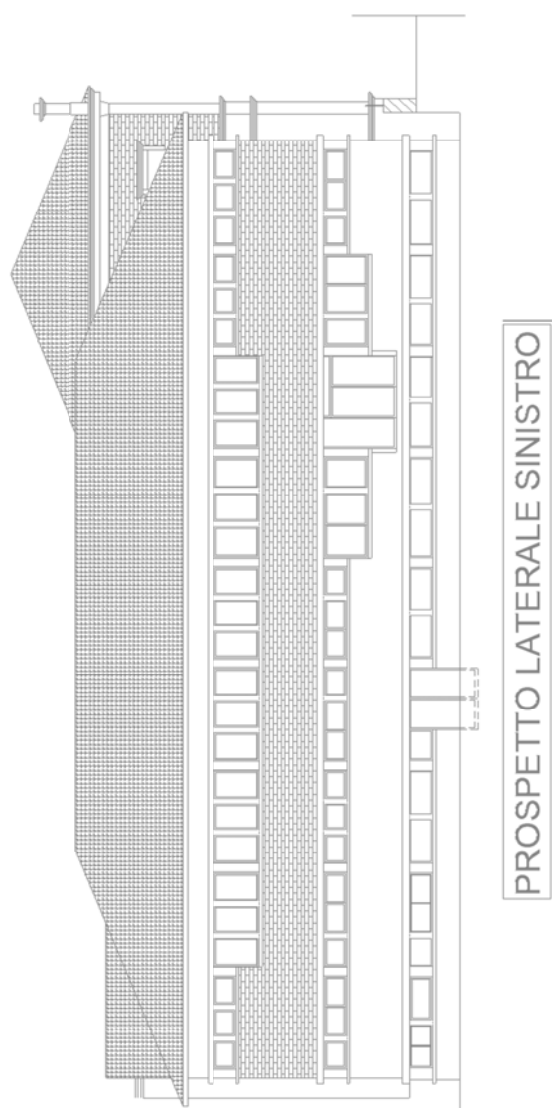


Figura 25 - Visione prospetto laterale sinistro

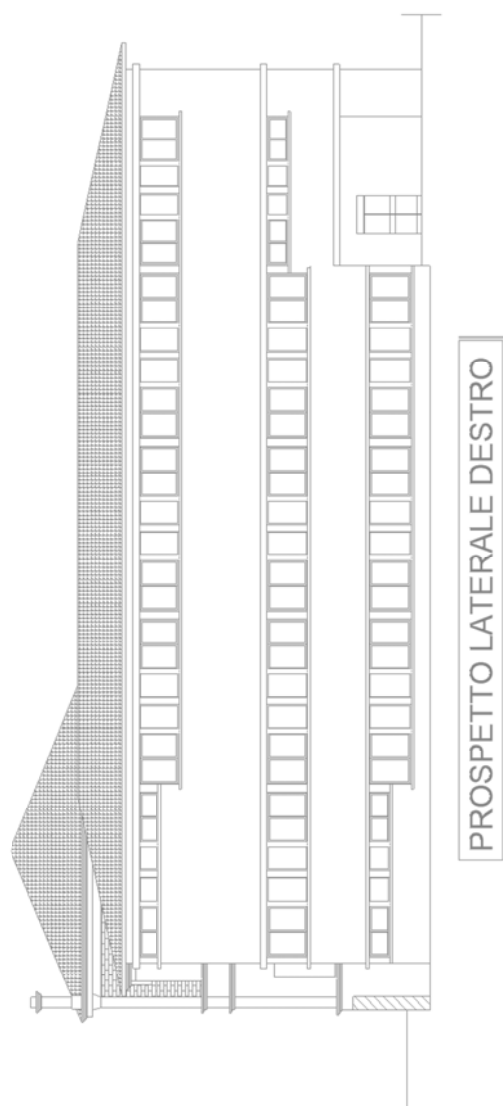


Figura 26 - Visione prospetto laterale destro

## 2.2 – Individuazione dei Giunti e delle Unità Strutturali

In fase di rilievo, sono stati individuati n.3 giunti costruttivi, le cui caratteristiche vengono riportate nella tabella seguente:

ID Giunto	ID Saggio	Estensione [cm]	Quota di Indagine	Strutture adiacenti
G1	DC2	≅0.5	P. Rialzato/P.Primo	Corpo A – Corpo B
G2	/	≅0.5	P. Rialzato/P.Primo	Corpo A – Corpo B
G3	DC5	≅4	P. Rialzato/P.Primo	Corpo A – Corpo C

Le strutture in c.a. con telai unidirezionali, tipico modo di progettare dell'epoca di costruzione, sono caratterizzate da una elevata deformabilità; si verifica quindi l'adeguatezza dei giunti tra i corpi (distanza "d") secondo le indicazioni del §7.2.2 delle NTC2008; in particolare le due unità strutturali laterali, corpi B e C, più basse rispetto al corpo A, hanno un'altezza rispettivamente di circa 11,00m e 12,50m dall'estradosso del piano fondale al livello dell'ultimo solaio di piano:

$$d \geq \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g} = \frac{11,00}{100} \cdot \frac{0,208 \cdot g \cdot 1,44}{0,5 \cdot g} = 0,066m \cong 6,6cm > 0,5cm$$

$$d \geq \frac{h}{100} \cdot \frac{a_g \cdot S}{0,5 \cdot g} = \frac{12,50}{100} \cdot \frac{0,208 \cdot g \cdot 1,44}{0,5 \cdot g} = 0,075m \cong 7,5cm > 4,0cm$$

Pertanto i giunti misurati alle quote indagate risultano inefficaci in fase sismica, in quanto non consentono alle strutture di deformarsi autonomamente. Va comunque detto che la struttura in muratura presenta sulle facciate esterne elementi in aggetto, rispetto agli elementi portanti in pietra e mattoni, come rivestimenti, decori e marcapiani che incidono sulla luce netta del giunto.

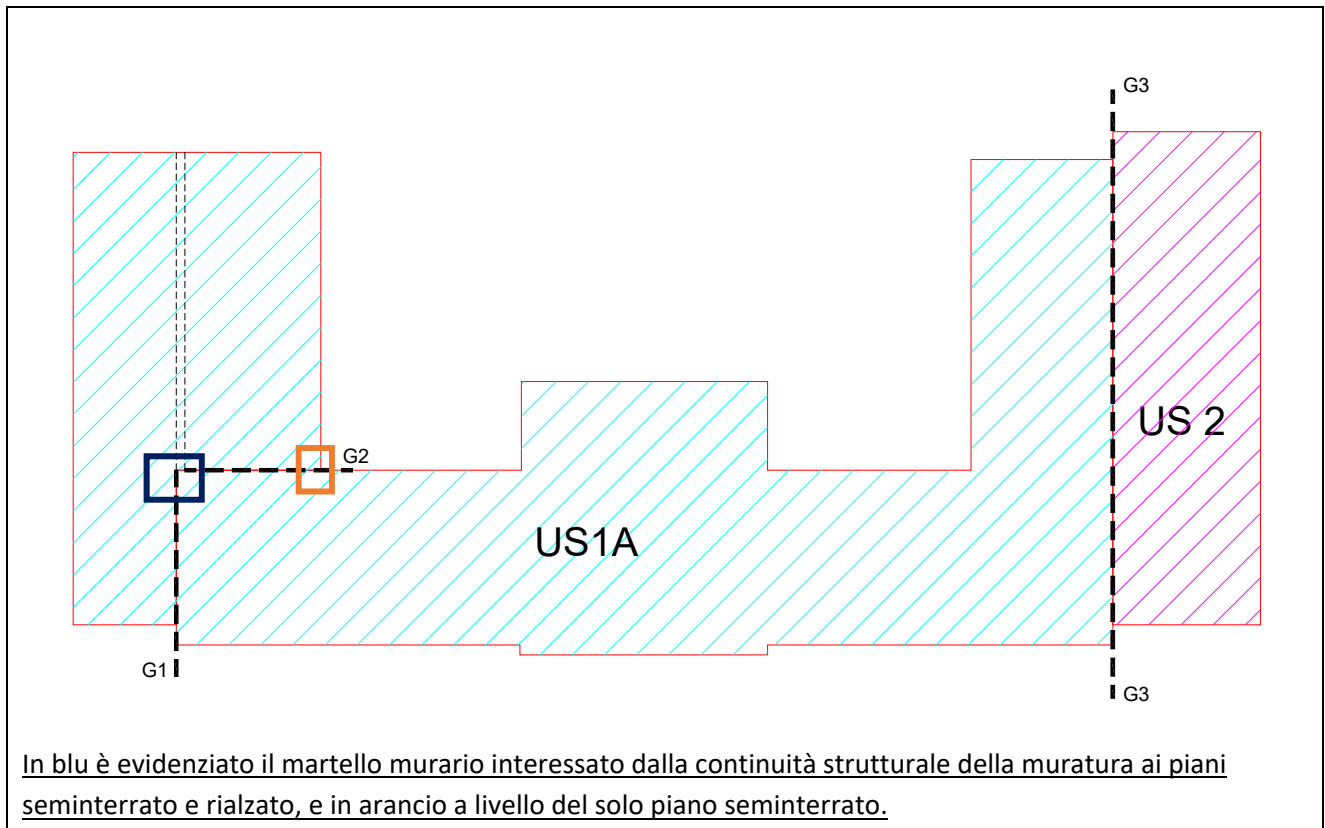
Un giunto non adeguato può essere causa in fase dinamica di effetti come martellamenti o spinte non contrastate causate dagli orizzontamenti sfalsati di quota, su parti in comune tra corpi di fabbrica (US) adiacenti.

Il corpo A e il corpo B, dopo la demolizione e successiva sopraelevazione del 1969, risultano avere una continuità strutturale a livello di piano seminterrato in cui è stata mantenuta la continuità dei solai a volte e volterrane più tutta la originaria parte in muratura di pietra dell'ala sinistra; ai piani superiori invece non c'è continuità e collegamento tra i solai dei due corpi, e questo ci permette di assegnare in fase di calcolo piani sismici diversi alle due strutture.

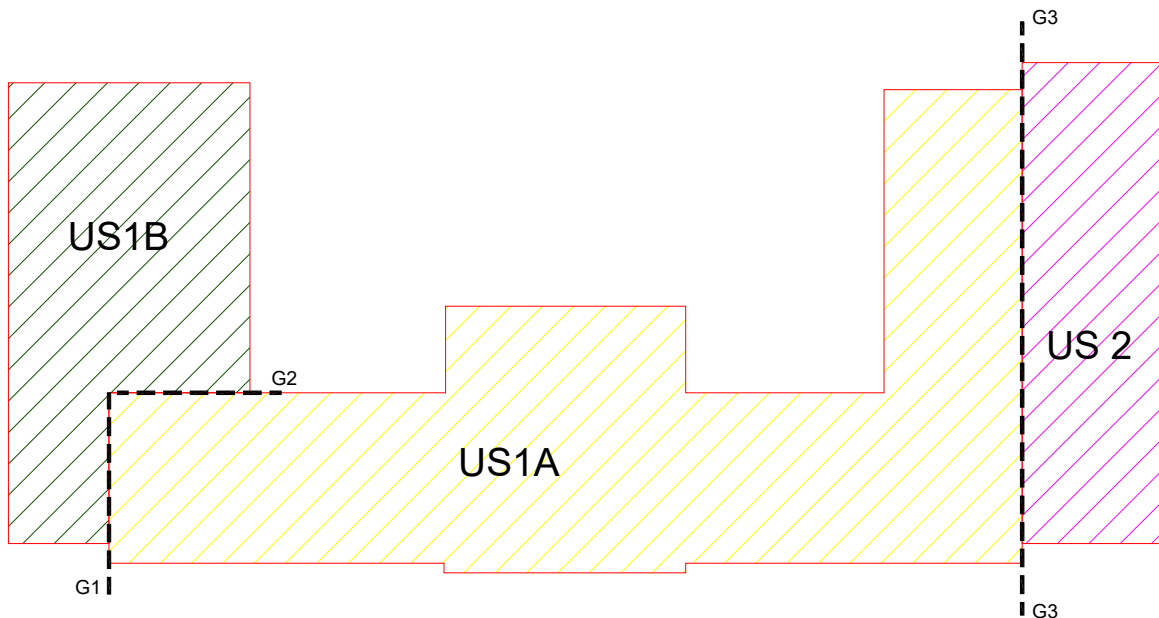
Il muro di spina centrale in pietra originario è rimasto fino a tutto il piano rialzato; ai piani superiori viene meno anche la continuità del pannello murario tra i corpi A e B per via della discontinuità materica (muratura in mattoni pieni nel corpo A e muratura in mattoni forati tipo doppio UNI o 21 fori nel corpo B).

Si riporta quindi la planimetria con l'individuazione dei Giunti e delle Unità Strutturali.





Si ritiene quindi opportuno, date le tipologie strutturali dei corpi A e B e le caratteristiche delle zone di giunto, analizzare anche il comportamento dei singoli corpi A e B separando la US1 in US1A e US1B:



### **2.3 – Descrizione generale delle Unità Strutturali**

Di seguito si riporta una descrizione con alcune immagini fotografiche che riproducono l'attuale stato dei luoghi.

Si riporta sotto una tabella riepilogativa della Tipologia Costruttiva e dell'Epoca di Costruzione di ciascuna Unità Strutturale che costituisce il complesso edilizio.

<b>US</b>	<b>Tipologia Costruttiva</b>	<b>Epoca di Costruzione</b>
<b>US1A</b>	Muratura di Pietra / Muratura di Mattoni Pieni	1922
<b>US1B</b>	Calcestruzzo Armato e Muratura di Pietra / Muratura di Mattoni Forati	1969
<b>US2</b>	Calcestruzzo Armato	1982

#### **2.3.1 – Corpo A (US1A)**

Il corpo di fabbrica originario A è stato costruito principalmente tra il 1919 ed il 1922 e risultava essere composto da un corpo centrale a due piani fuori terra e da due ali laterali ad unico piano rialzato.

Le strutture portanti verticali risultano in muratura di pietra locale per la parte seminterrata e rialzata fatta eccezione per la pareti del piano rialzato della palestra che sono in mattoni pieni. La muratura del piano primo e sottotetto risulta in mattoni pieni a 2 e 3 teste.

I muri sono distribuiti su entrambe le direzioni principali con interassi anche di 9.00m; le bucatore risultano frequenti e di importanti dimensioni rispetto all' altezza di interpiano ma comunque con disposizione, nelle facciate, regolare e allineate sulla verticale.

Le coperture originarie, distinte tra le parti più basse e la parte alta, risultavano a padiglione con struttura lignea principale, arcarecci, travicelli e tavolato sul quale poggiava il manto di copertura. Oggi ad unico padiglione sull'intero impianto, risultato di sostanziali modifiche nel tempo, è ancora lignea composta da una struttura portante principale, arcarecci, travicelli, tavolato e manto di copertura.

I solai del piano rialzato sono stati originariamente realizzati con volte in mattoni di laterizio (volte a botte) di dimensioni ridotte ( $L_{max} < 3,50$  ml) anche grazie all'inserimento continuo di archi centrali in mattoni pieni a tutto sesto. Si rilevano delle modifiche realizzate successivamente che riguardano la sostituzione di alcune specchiature con solai piani in laterocemento.

I solai del piano primo, fatta eccezione per le parti sopraelevate successivamente dove è stato utilizzato il latero-cemento, sono composti di putrelle in acciaio ad interasse costante su cui sono incastrate delle pignatte di laterizio (simile alle volterrane) e getto di caldana superiore in calce idraulica e/o in malta cementizia.

Tutti i solai di sottotetto sono stati realizzati ex-novo sostituendo il cannucciato, sostenuto da un'orditura di tavolati lignei (camorcanna), con travetti precompressi in c.a. e pignatte posti a quota ribassata rispetto

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

all'esistente; fanno eccezione quelle parti, già oggetto di modifica al tempo della sopraelevazione, che risultano tipo SAP o similari gettati in opera in latero-cemento.

Sul fronte e sui prospetti laterali si riconoscono decorazioni in pietra arenaria sul piano elevato e un rivestimento in pietra artificiale cementizia a livello di piano terra.

Una scala antincendio in acciaio sismicamente giuntata è presente sul retro fabbricato.



Figura 27 – Foto esterne del corpo A (US1A)

### **2.3.2 - Corpo B (US1B)**

Il corpo B, di forma in pianta non regolare iscrivibile in un rettangolo 17.0 x 33.0 m e altezza al colmo rispetto al piano fondale di circa 13.0m, è stato ricostruito, previa sostanziale ma non totale demolizione dell'esistente, agli inizi degli anni '70 su progetto architettonico e strutturale dell'ing. Giuseppe Giovannetti che, pur realizzando la quasi totalità delle strutture portanti (eccetto il nuovo solaio del piano rialzato), ha completato sostanzialmente solo il piano primo, sottotetto e copertura (il resto dei lavori saranno eseguiti successivamente unitamente alla realizzazione del Corpo C negli anni '80). In sostanza trattasi di sopraelevazione ed ampliamento di una vecchia ala dell'edificio originario in muratura previa la demolizione delle controsoffittature e della copertura a padiglione del corpo di fabbrica monopiano componente l'impianto originario sopra descritto. Le nuove strutture intelaiate in c.a. composte da pilastri e travi a sostegno dei solai in laterocemento sono state affiancate e/o sovrapposte agli elementi murari ed ai solai esistenti in modo da creare un unico organismo a struttura mista, non conforme alle normative sismiche, in quanto edificato in data precedente. Siamo in presenza di un piano seminterrato (quasi completamente fuori-terra) composto per una parte (50-60%) da strutture esistenti in muratura portante in pietra e mattoni e per la restante, in ampliamento, da strutture intelaiate in c.a. con fondazioni su plinti con travi di collegamento solo lungo la fila di plinti esterna; l'impalcato del piano rialzato risulta quindi composto in parte da strutture esistenti (volte a botte in muratura e volterranee) e da nuovi solai prefabbricati in latero-cemento.

Il piano rialzato, il piano primo, compreso il sottotetto (oggi accessibile solo da una botola) mantengono una muratura portante centrale (di spina) in pietra ai primi due livelli e in mattoni forati doppio UNI al piano primo e sottotetto, mentre lungo tutto il perimetro sono presenti pilastri e travi in c.a. che formano i telai a sostegno dei solai in latero-cemento composti da travetti precompressi e pignatte.

I disegni esecutivi sotto, relativi alle travate trasversali e ai cordoli perimetrali sopra la parte esistente in muratura, mostrano il collegamento tra gli elementi in c.a. e la muratura; in particolare i cordoli sui quali sono impostate le colonne che partono dal piano rialzato, risultano appoggiati ai muri in pietra del seminterrato.

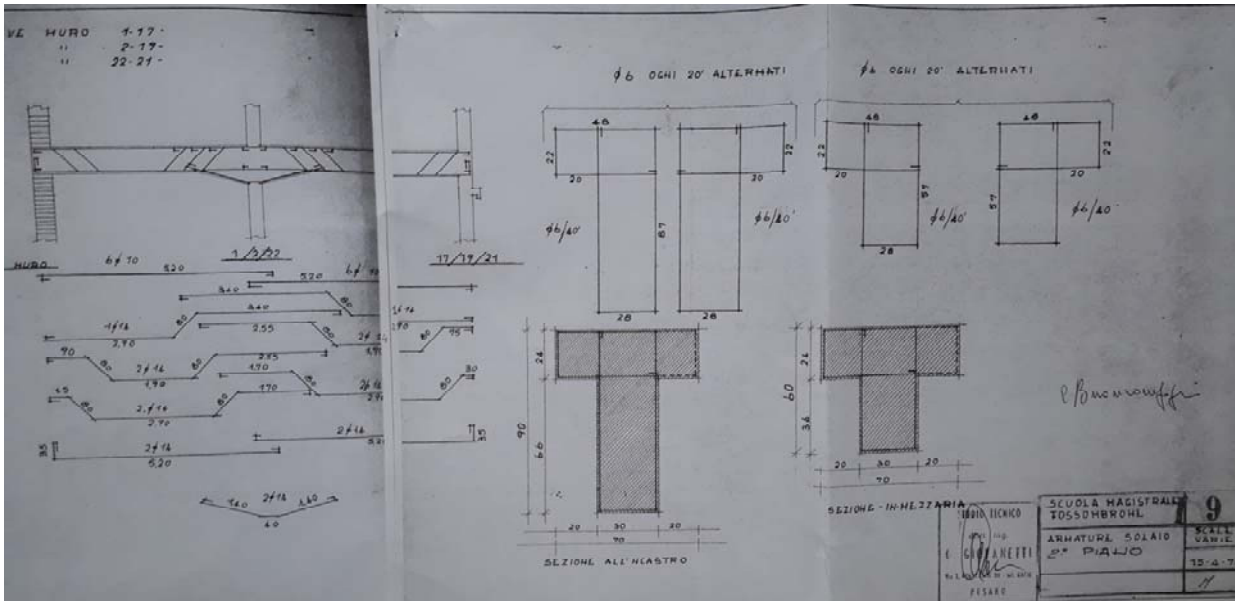
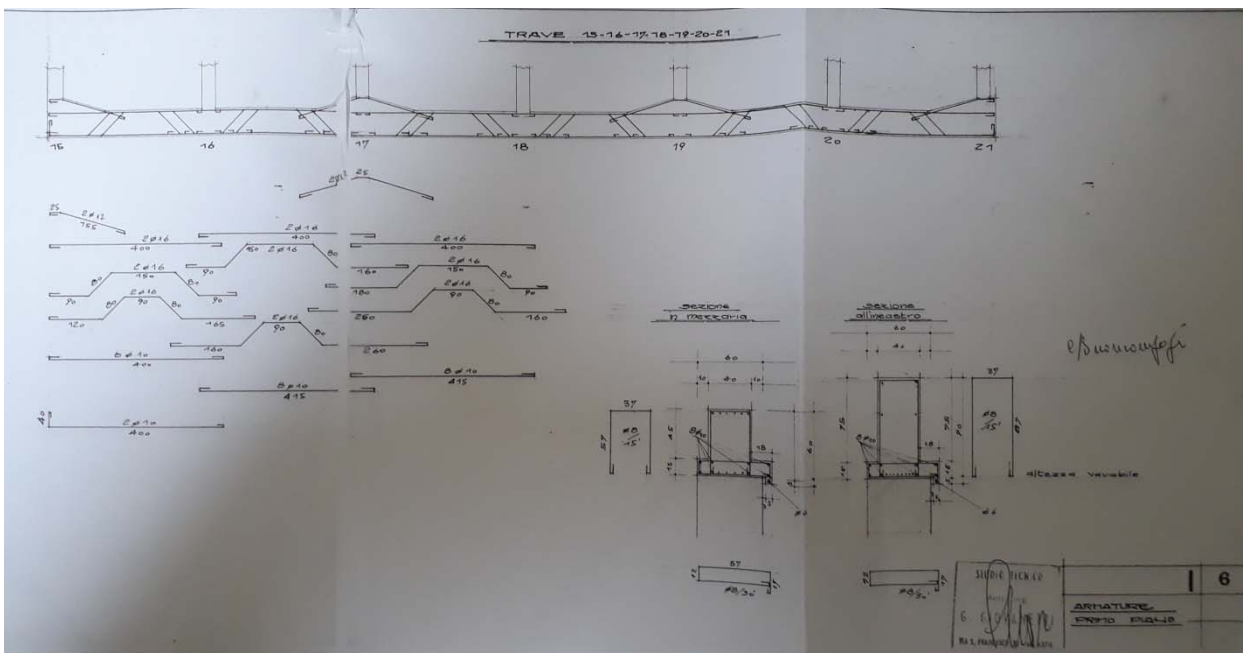


Figura 28 – Collegamento travi – muro di spina



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Figura 29 – Particolare cordoli

Anche la copertura, a padiglione, risulta in latero-cemento e composta da puntoni diagonali in c.a. e travetti in precompresso e pignatte posti nella direzione parallela alla falda sul lato nord (copertura parzialmente spingente) e ortogonali alla direzione della falda sulla parte di falda lato sud coi travetti poggianti sui muri trasversali in mattoni forati poggianti sulle travi del sottotetto (copertura non spingente).

E' presente sia una scala interna per l' accesso al piano rialzato, e una rampa esterna in c.a. realizzata all' epoca del secondo ampliamento, giuntata e che collega l' ingresso principale al piano rialzato sul lato nord al viale Gramsci.

I muri esterni inseriti nelle strutture intelaiate sono in mattoni doppio UNI (doppio strato) più isolamento interno, mentre i divisori interni in forati da 8cm.

Le aperture esterne di tipo nastro inserite tra i telai in c.a. costituiscono elemento di vulnerabilità sismica creando il meccanismo di pilastro corto o tozzo nei confronti della azioni orizzontali (rottura di tipo fragile); in particolare a livello di piano seminterrato, lato viale Gramsci, tra le colonne risulta una parete contro-terra più finestre a nastro.

Una scala antincendio in acciaio sismicamente giuntata è presente sul retro fabbricato.



Figura 30 – Foto esterne del corpo B (US1B)

### **2.3.2 – Corpo C (US2)**

Il corpo C è un corpo di fabbrica ex-novo di forma rettangolare 10.0 x 34.0m e altezza al colmo rispetto al piano fondale di circa 14.5m , costruito in ampliamento all'edificio principale nei primi anni '80 secondo il progetto architettonico dell'ing. Giovannetti ma con un nuovo progetto strutturale redatto dall'ing. Carlo Gentili.

Trattasi di una struttura completamente intelaiata in c.a., pilastri e travi, costruito in adiacenza al Corpo Centrale A ed all'ala destra del medesimo (palestra), tale da non risultare strutturalmente connesso grazie alla presenza di un giunto tecnico (tipo G3) . Analogamente al Corpo B risulta composto da un piano

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

seminterrato che risulta comunque tutto fuori-terra, un piano rialzato, un piano primo e da un sottotetto (anch'esso accessibile solo da una botola) con solai di piano in latero-cemento in travetti precompressi e pignatte.

Anche la copertura, a padiglione, risulta in latero-cemento è realizzata con telai trasversali principali e diagonali in c.a. a sostegno di travetti in precompresso e pignatte posti in parte ortogonali alla falda (solaio non spingente) e parte nella direzione parallela alla falda (tipo parzialmente spingente).

I muri di tamponamento sono costituiti da un doppio strato di forati leggeri e materiale isolante interposto.

Sono presenti due vani scala a ridosso del corpo A in posizione eccentrica rispetto alla pianta di forma rettangolare, uno lato via Cairolì che collega il piano seminterrato e il piano rialzato, e uno sul retro che permette gli accessi a tutti i livelli.

Le fondazioni sono di tipo superficiale con travi rovesce nella parte di edificio a diretto contatto con il corpo A e plinti per l'ultimo telaio longitudinale sul retro, il tutto collegato con cordoli.

Le aperture esterne di tipo nastroforme inserite tra i telai in c.a. costituiscono elemento di vulnerabilità sismica creando il meccanismo di pilastro corto o tozzo nei confronti della azioni orizzontali (rottura di tipo fragile).



Figura 31 – Foto esterne del corpo C (US2)

## Capitolo 3 – Indagini in situ

### 3.1 – Indagini geologico geotecniche

Per la caratterizzazione geotecnica del terreno, ai fini della identificazione della categoria sismica dello stesso, ci si è avvalsi della relazione tecnica del geologo Cesare Bisiccia (vedi allegato).

E' inoltre a disposizione una relazione geologica del geologo Claudio Pergolini del 1982 dove in base ai sondaggi dell' epoca spinti fino a circa 5.50m ed eseguiti nella zona del blocco C, individuava a livello dell' attuale piano di fondazione ghiaie in matrice sabbiosa asciutta.

Quindi si assegna al sito in esame un **terreno di categoria "E"** e una **categoria topografica "T1"**.

PARAMETRI SISMICI	
Vita Nominale	>=50 Anni
Classe d'Uso	III
<b>Caratteristiche Sito</b>	
Longitud. Est	12.81352
Latitud. Nord	43.68908
Categ. Suolo	E
Coeff. Topogr	1

### 3.2 – Indagini sui solai per l' idoneità statica

Per la verifica delle condizioni statiche dei solai, dei controsoffitti e degli elementi ad essi ancorati si rimanda alla Relazione Tecnica " Indagini diagnostiche dei solai degli edifici scolastici previste dall' art. 1 comma 177 della legge 13/07/2015 n.107 redatta nel settembre del 2016 dallo studio di Ingegneria Frezzini.

Nella relazione vengono riportati in particolari suggerimenti e/o soluzioni per mettere in sicurezza le parti strutturali e non degli impalcati del corpo A, per questioni legate soprattutto all' età degli elementi costitutivi e non conoscenza dei materiali; in particolare viene evidenziata la necessità di sostituzione della copertura lignea originaria che presenta oggi diversi puntellamenti, con le orditure principali in discrete condizioni ma con un manto di copertura in pessime condizioni e causa di infiltrazioni meteoriche che portano effetti dannosi sulle strutture in legno.



### ***3.3 - Indagini sulle strutture***

Dopo l'approvazione dal parte dell'Amministrazione Committente del piano di indagini proposto dallo scrivente, e sentito anche il parere favorevole dell'Ufficio Tecnico Competente, si è provveduto ad eseguire per ciascuno dei corpi di fabbrica le indagini elencate sotto:

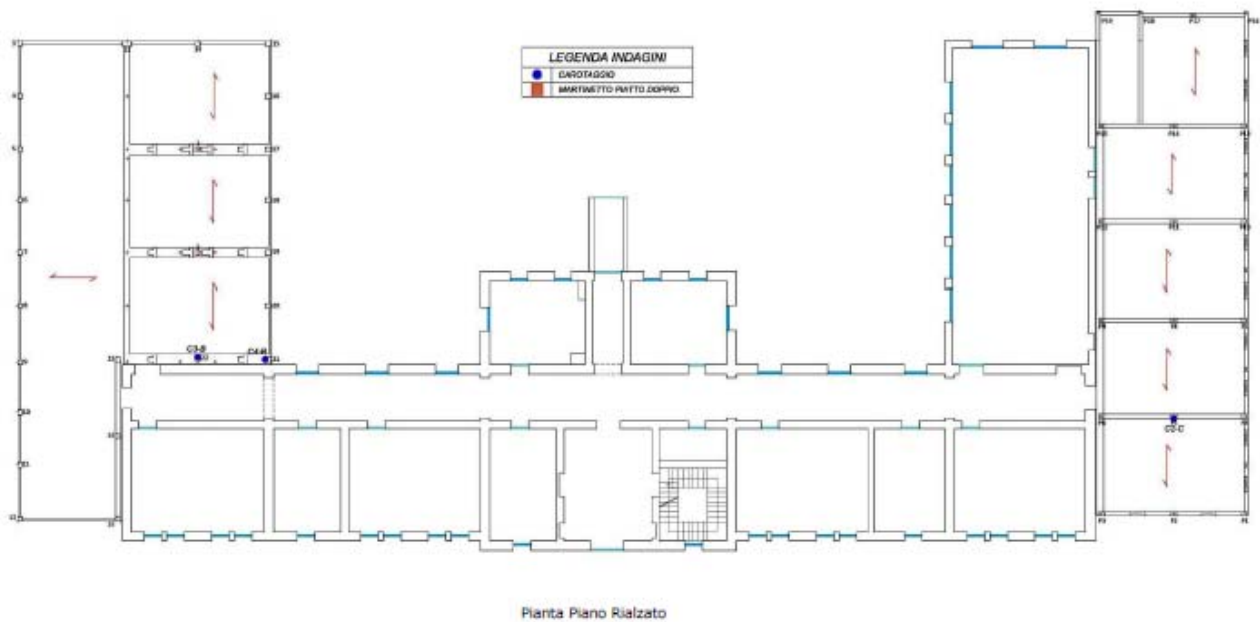
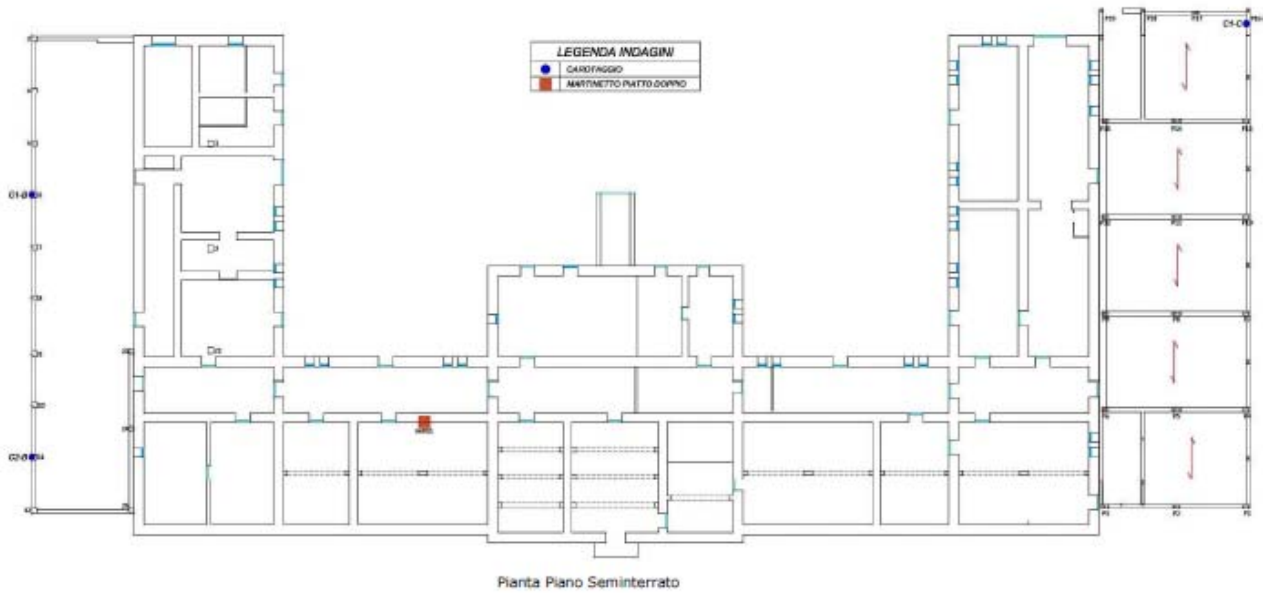
- n°6 carote + relative indagini pacometriche sul corpo B;
- n°3 carote + relative indagini pacometriche sul corpo C;
- n°4 saggi sul corpo A;
- n°2 saggi sul corpo B;
- n°2 saggi sul corpo C;
- n°2 martinetti doppi sul corpo A;



La scelta della tipologia e del numero delle indagini è stata effettuata dopo aver esaminato tutta la documentazione disponibile fornita dall'Amministrazione Committente.

L'ubicazione e la distribuzione di prove ed indagini sono state individuate in modo da ridurre al minimo le interferenze con le attività didattiche in corso all'epoca della loro esecuzione.

Nelle seguenti immagini è riportata la distribuzione delle indagini in sito.



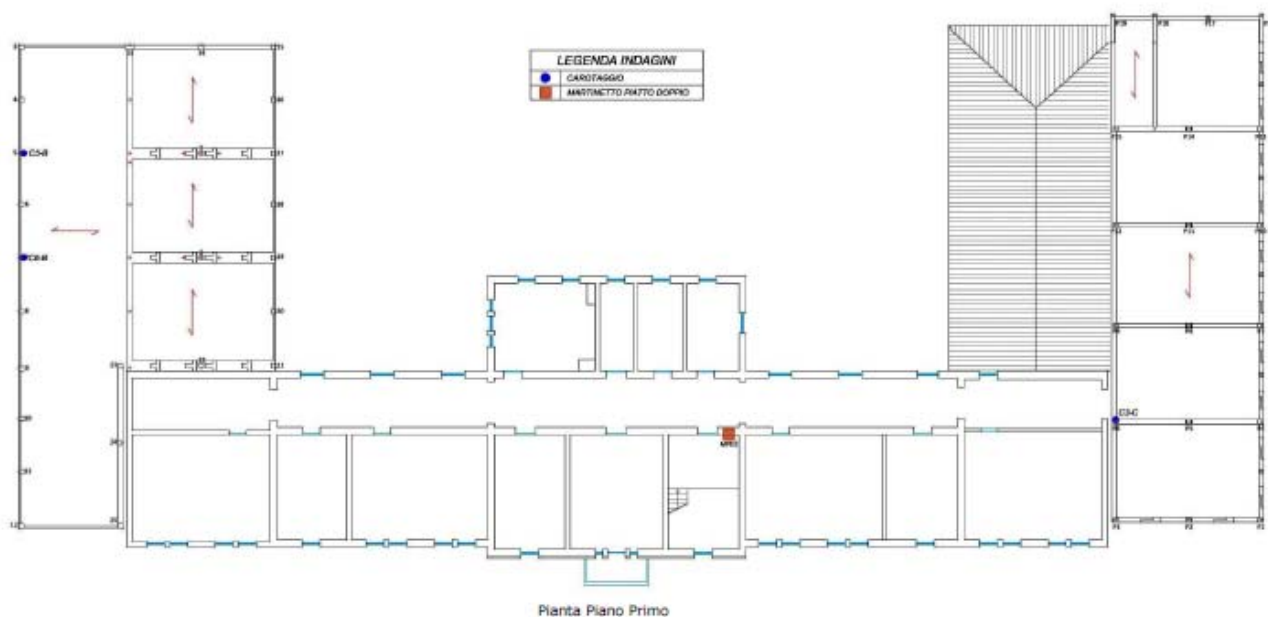


Figura 32 – Ubicazione della prove

Da queste si evince come un “attenzione particolare” è stata indirizzata alla conoscenza dell’elemento pilastro e la zona di giunto tra i due corpi.

Tale scelta deriva dal fatto che la natura strutturale dei corpi B e C è tale da configurare il classico **edificio cosiddetto a “travi forti” e “pilastri deboli”**, tipico di tutti i fabbricati in cemento armato progettati in assenza di norma sismica.

Per siffatti edifici, in caso di evento sismico, gli elementi strutturali più vulnerabili sono identificabili nei pilastri; pertanto, proprio per tale ragione, le indagini sono state principalmente indirizzate e mirate su di essi al fine di avere quante più informazioni possibili in merito alla effettiva resistenza in situ dei calcestruzzi costituenti.

### **3.3.1 – Indagini sulla struttura in muratura**

Nello specifico, sono state eseguite le seguenti ispezioni, analisi, indagini e saggi esplorativi:

1. Saggi (necessari per verificare la tipologia di muratura presente)
2. Due prove con martinetto doppio (per caratterizzare le caratteristiche di resistenza delle murature presenti)

Nella seguente immagini si riportano le tipologie murarie individuate nelle strutture:



Figura 33 – Prova martinetto piano seminterrato – Corpo A



Figura 34 – Prova martinetto piano primo – Corpo A



Figura 35 – Saggio piano rialzato – Corpo A



Figura 36 – Saggio piano rialzato – Corpo A - Palestra



Figura 37 – Saggio piano rialzato – Corpo B – Muro di spina centrale



Figura 38 – Piano sottotetto – Corpo B – Muro di spina centrale

Le foto mettono in luce in tutti i casi giunti di malta non sottili e di caratteristiche non buone nelle vecchie murature in mattoni e pietra.

**3.3.1.1 – Acquisizione del livello di conoscenza e del fattore di confidenza FC**

Seguendo le modalità e le indicazioni riportate nel D.M. 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008) e della Circolare esplicativa (Circolare n° 617 /2009 - C8A.1), sulla base delle informazioni desunte dalla documentazione disponibile, dalle indagini visive e prove effettuate è stato definito il livello di conoscenza acquisito (LC) ed il conseguente fattore di confidenza (FC) applicato alle proprietà dei materiali.

Tabella C8A.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.20
LC3	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8B.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).	Tutti	1.00

Figura 39 - Tab. C8A.1.2 Livelli di conoscenza per edifici in muratura

L'identificazione del Livello di Conoscenza è ottenuto in funzione della conoscenza della struttura riguardo i seguenti aspetti:

- Conoscenza della geometria;
- Conoscenza dei dettagli costruttivi;
- Conoscenza delle proprietà dei materiali.

Al riguardo, per l'edificio in esame è stato possibile:

- Disporre di piante, sezioni e prospetti strutturali e architettonici dell'epoca di costruzione;
- Disporre dei libretti delle misure delle opere costituenti il fabbricato;
- Disporre di saggi per la visione della muratura e dei collegamenti tra le pareti;
- Disporre di piante per conoscere l'orditura e la tipologia dei solai;
- Disporre dei risultati di due prove con martinetto piatto doppio (MPD)

Pertanto date le informazioni disponibili è stato così assunto un **Livello di Conoscenza LC2** cui corrisponde un **fattore di confidenza FC =1,20**

### 3.3.1.2 – Caratteristiche dei materiali

Nelle immagini sotto vengono individuate le tipologie di muratura esistenti riscontrate nei rilievi e pienamente confermate dai risultati ottenuti con i martinetti piatti, con i quali è possibile caratterizzare la tipologia di muratura, confrontando i moduli elastici E della circolare con quelli da prove (allegato rapporto di prova).

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte;  $f_m$  = resistenza media a compressione della muratura,  $\tau_0$  = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

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

Figura 40 - Tab. C8A.2.1 Tipologie e relativi parametri meccanici delle murature

Resistenze: si adottano i valori medi degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1;

Moduli elastici: si adottano i valori medi degli intervalli riportati nella Tab. C8A.2.1

Nel caso delle murature storiche, i valori indicati nella Tabella C8A.2.1 (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammortamento per ingranamento tra i paramenti murari).

**DATI MASCHI MURARI 1/3**

IDEN	MATERIALE DI BASE						D A T I D I R E T E F R P							DATI NASTRI METALLICI PRETESI							
	Mat. N.ro	fm kg/cmq	tau0 kg/cmq	Mod.E kg/cmq	Mod.G kg/cmq	Peso kg/mc	Re te	DESCRIZIONE	TipoFibra	Gram g/mq	Magl mm	Traz kg	Eul %	NM P.	Sner kg/cmq	Rott cmq	Sp. mm	Larg mm	IntX m	Int.Y m	
2	32,00	0,65	17400	5800	2100	NO								NO							
3	32,00	0,76	15000	5000	1800	NO								NO							
4	65,00	2,80	45500	11375	1500	NO								NO							

**DATI MASCHI MURARI 3/3**

IDEN	PARAMETRI MECCANICI MATERIALE RISULTANTE								DEFORM.ULT.		Descrizione Estesa
	Mat. N.ro	Gamma kg/mc	Fk kg/cmq	Fkv kg/cmq	Fk/F (F=Fatt.Conf.)	Fkv/F	Mod.E kg/cmq	Mod.G kg/cmq	Rig.Fes %	Tagl. (u/h)	
2	2100	32,0	0,6	26,7	0,5	17400	5800	100	0,004	0,006	Pietre a spacco
3	1800	32,0	0,8	26,7	0,6	15000	5000	100	0,004	0,006	Mattoni pieni+calce
4	1500	65,0	2,8	54,2	2,3	45500	11375	50	0,004	0,006	Mattoni Semip+Malta

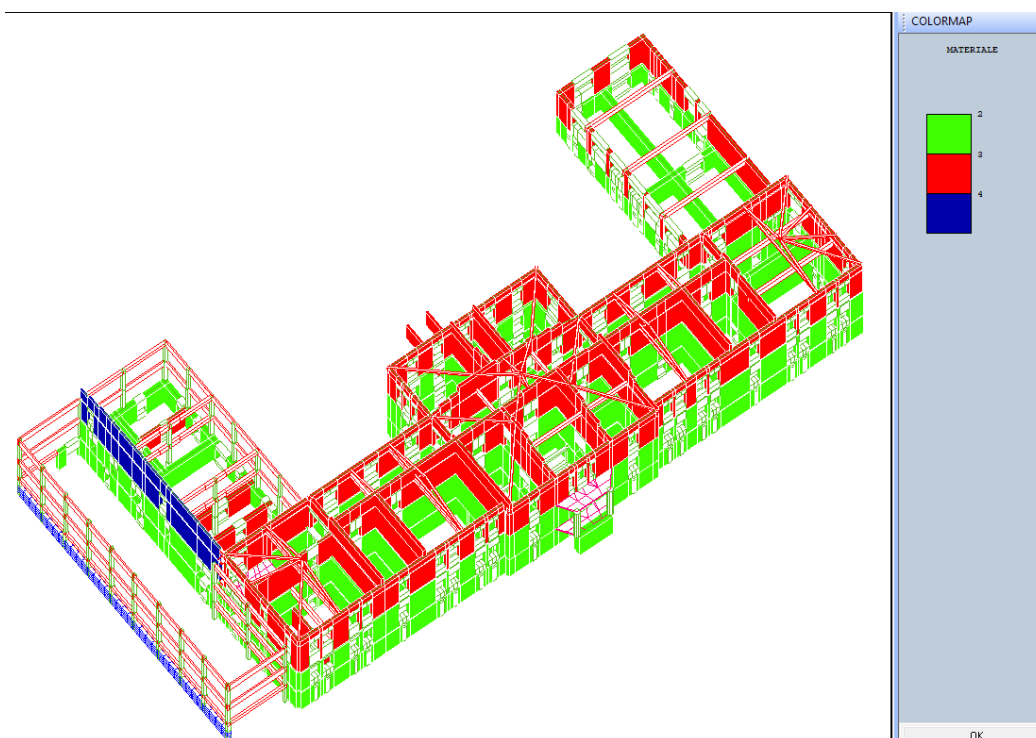


Figura 41 – Assegnazione materiale muratura nel modello di calcolo



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

### 3.2.2 – Risultati delle indagini sugli edifici in c.a.

In questo paragrafo vengono riportate le informazioni emerse a seguito delle indagini diagnostiche eseguite nei corpi in c.a. B e C.

I saggi diretti e le prove eseguite in corrispondenza dei vari livelli hanno confermato la tipologia strutturale caratterizzata da elementi sismo resistenti in c.a.

I risultati delle prove di schiacciamento sui campioni di calcestruzzo prelevati in situ (carote) hanno evidenziato una resistenza caratteristica media pari a  $F_{cm}=13.17$  MPa per il blocco B e  $F_{cm}=23.63$  MPa per il blocco C, ottenuti come media dei valori risultati dallo schiacciamento di tutti gli elementi prelevati.

In particolare per il blocco C occorre evidenziare la presenza in situ di elementi strutturali caratterizzati da scostamenti dei valori di resistenza meccanica che variano da un massimo di 32,3 MPa ad un minimo di 18,1 Mpa.

#### 3.2.2.1 – Acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza FC

Seguendo le modalità e le indicazioni riportate nel D.M. 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni - NTC 2008) e nella Circolare esplicativa (Circolare n° 617 /2009 - C8A.1), sulla base delle informazioni desunte dalla documentazione disponibile e dei dati ottenuti dai risultati delle prove effettuate è stato definito il livello di conoscenza acquisito (LC) ed il conseguente fattore di confidenza (FC) applicato alle proprietà dei materiali.

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 42 - Tab. C8A.1.2 Livelli di conoscenza per edifici in c.a.

L'identificazione del Livello di Conoscenza è ottenuto in funzione della conoscenza della struttura riguardo i seguenti aspetti:

- Conoscenza della geometria;
- Conoscenza dei dettagli costruttivi;
- Conoscenza delle proprietà dei materiali.

Per il corpo B è stato possibile:

- Disporre di elaborati grafici relativi a piante, sezioni e prospetti architettonici;
- Disporre di elaborati grafici relativi a piante strutturali;
- Disporre delle carpenterie di cordoli, travi e pilastri;
- Disporre dei libretti di misura del ferro di pilastri e travi;
- Per il cls è stato effettuato lo schiacciamento a compressione di 6 campioni prelevati nella struttura + controllo dello stato di carbonatazione del cls (Allegato "Rapporto di prova");
- Disporre del certificato di collaudo con indicazione di prove sclerometriche effettuate all'epoca di costruzione sui pilastri 3 e 4, a metà altezza fra la trave di collegamento dei plinti e la trave del primo solaio con valore medio di 360 Kg/cm<sup>2</sup>;
- Per le barre di armatura in assenza di indagini dirette si fa riferimento alle resistenze ottenute dalla letteratura per gli acciai del tempo, in particolare di un acciaio tipo Aq.50 caratterizzato da barre lisce e tensione di snervamento > 270 MPa (classe di resistenza media degli acciai commerciali dell'epoca);
- Indagine pacometriche per la verifica del passo dei ferri verticali e delle staffe dei pilastri indagati;
- Saggio con rimozione del copriferro di un pilastro per verificare se il diametro ferri verticali e staffe erano conformi al progetto e per verificare la tipologia di superficie (ferri lisci)

Per il corpo C è stato possibile:

- Disporre di elaborati grafici relativi a piante, sezioni e prospetti architettonici;
- Disporre di elaborati grafici relativi alle piante strutturali con individuazione della tipologia di cls (R<sub>bk</sub> 250) e acciaio per barre di armatura (FeB44k);
- Disporre delle carpenterie di travi e pilastri;
- Disporre della relazione di calcolo delle strutture in c.a.;
- Disporre dei certificati delle prove di laboratorio sul cls e barre di armatura effettuati all'epoca della realizzazione della costruzione
- Per il cls è stato effettuato lo schiacciamento a compressione di 3 campioni prelevati nella struttura + controllo dello stato di carbonatazione del cls (Allegato "Rapporto di prova")
- Indagine pacometriche per la verifica del passo dei ferri verticali e delle staffe dei pilastri indagati;
- Saggio con rimozione del copriferro di un pilastro per verificare se il diametro ferri verticali e staffe erano conformi al progetto e per verificare la tipologia di superficie (ferri ad aderenza migliorata)

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Pertanto, viste le informazioni desumibili dalla documentazione reperita, la tipologia ed il numero delle prove sui materiali concordata con l'Amministrazione Comunale Committente, i risultati delle prove e delle indagini eseguite in situ è stato così assunto un **Livello di Conoscenza LC2** cui corrisponde un **fattore di confidenza FC =1,20**

<b>Livello di Conoscenza EDIFICI IN C.A.</b>	<b>Fattore di Confidenza</b>
LC2	FC=1,20

### ***3.2.2.2 - Elaborazione dei risultati***

In questo capitolo vengono riportati i risultati dell'elaborazione dei dati derivanti dalle indagini eseguite sui materiali dei corpi in c.a. .

Le indagini diagnostiche di caratterizzazione dei materiali eseguite dal professionista sono le seguenti:

1. Prove schiacciamento di campioni di cls prelevato in situ (n. 6 carote su corpo B e n. 3 carote su corpo C)

Di seguito i rapporti di prova a compressione di calcestruzzo in carote, eseguiti dal laboratorio sperimentale TEMA di Fano (PU):

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



LABORATORIO SPERIMENTALE  
MATERIALI DA COSTRUZIONE  
Aut. Min. LL.PP. 24029/1983

**Rapp. di Prova**      **18R0138**  
V.A.                      347  
Pag.                      1/2  
Fano                      04.05.18

**PROVE A COMPRESIONE DI CALCESTRUZZO IN CAROTE**  
( UNI EN 12504-1 - UNI EN 12390-3 )

**RICHIEDENTE**                      Ing. Matteo Mari

**CANTIERE**                              Scuola Elementare Via Cairoli Fossombrone

**DIR. LAVORI**                      (\*) -

**MATERIALE**                              N° 9 CAROTE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO  
PERVENUTE IL      24.04.18      CON RICHIESTA DEL      24.04.18

**RISULTATI DELLE PROVE**

N°	STRUTTURA DI PRELIEVO	DATA PROVA	DATA PRELIEVO DICHIARATA	DIMENSIONI H      D [mm]		CARICO DI ROTTURA [N]	RESISTENZA CILINDRICA f <sub>cc,cyl</sub> [MPa]	RESISTENZA CUBICA R <sub>cc</sub> (+) [MPa]	(*)
1	C1 - B	04.05.18	23.02.18	91	94	81600	11.8	11.8	A
2	C1 - C	04.05.18	23.02.18	94	94	139800	20.1	20.5	A
3	C2 - B	04.05.18	23.02.18	85	94	109800	15.8	15.4	A
4	C2 - C	04.05.18	23.02.18	93	94	221400	31.9	32.3	A
5	C3 - B	04.05.18	23.02.18	95	94	102600	14.8	15.0	A
6	C3 - C	04.05.18	23.02.18	92	94	125400	18.1	18.1	A
7	C4 - B	04.05.18	23.02.18	93	94	89400	12.9	13.0	A
8	C5 - B	04.05.18	23.02.18	93	94	92400	13.3	13.4	A
9	C6 - B	04.05.18	23.02.18	92	94	71400	10.3	10.4	A

- (\*) DOMANDA NON SOTTOSCRITTA DAL DIRETTORE LAVORI  
RETTIFICA ESEGUITA MEDIANTE MOLATURA
- (\*) TIPO DI ROTTURA ( A: Soddisfacente, B: Insoddisfacente, n individua il tipo di rottura secondo UNI EN 12390-3 )
- (+) RESISTENZA CUBICA A COMPRESIONE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA (VALORE ATTUALE) STIMATA SECONDO LA NORMA "BS 1881"
- (\*\*) DIMENSIONI NON CONFORMI ALLA NORMA

LO SPERIMENTATORE  
Riccardo Bordini

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO  
Ing. Michele Iacovelli

Laboratorio Strutture L. 1056: Autorizzazione Ministeriale 24029/83 - Via del Commercio 22/A - 61032 Fano (PU) - Tel e Fax: 0721 806132  
TEMA s.a.s. Sede Legale: Via Zara 5 - 60123 Ancona (AN) - P.IVA 01255400424 - Tribunale AN 19930 - CCIAA AN 118314 - e-mail: [tema@laboratoriotema.it](mailto:tema@laboratoriotema.it)

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



LABORATORIO SPERIMENTALE  
MATERIALI DA COSTRUZIONE  
Aut. Min. LL.PP. 24029/1983

**Rapp. di Prova** 18R0138  
V.A. 347  
Pag. 2/2  
Fano 04.05.18

**RESISTENZA A COMPRESIONE DI CALCESTRUZZO IN CAROTE**  
( UNI EN 12504-1 - UNI EN 12390-3 )

**RICHIEDENTE** Ing. Matteo Mari  
**CANTIERE** Scuola Elementare Via Cairoli Fossombrone  
**DIR. LAVORI** -  
**MATERIALE** N° 9 CAROTE DI CONGLOMERATO CEMENTIZIO  
PERVENUTE IL 24.04.18 CON RICHIESTA DEL 24.04.18

N°	DIREZIONE DI PRELIEVO	$\lambda$	$d$	$\Phi_{Fe}$	MASSA CAROTA [g]	MASSA VOLUMICA [kg/dm³]	$h_{cap}$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	RESISTENZA CUBICA ATTUALE $R_{cc}$ [MPa]
1	H ORIZZONTALE	1.00			1320	2.09	94	1.00	1.00	11.8
2	H ORIZZONTALE	1.04			1480	2.27	98	1.02	1.00	20.5
3	H ORIZZONTALE	0.94			1220	2.07	88	0.97	1.00	15.4
4	H ORIZZONTALE	1.03			1450	2.25	97	1.01	1.00	32.3
5	H ORIZZONTALE	1.04			1380	2.09	98	1.02	1.00	15.0
6	H ORIZZONTALE	1.01			1400	2.19	95	1.00	1.00	18.1
7	H ORIZZONTALE	1.02			1350	2.09	94	1.01	1.00	13.0
8	H ORIZZONTALE	1.02			1360	2.11	95	1.01	1.00	13.4
9	H ORIZZONTALE	1.02			1340	2.10	94	1.01	1.00	10.4

$\lambda$	$h_{cap} / D$	$R_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 f_{c,cyl}$
D	Diametro della carota	$\alpha_1 = G / (1.5 + 1/k)$ Coefficiente di forma
$h_{cap}$	Altezza dopo cappeggio	$\alpha_2 = 1.0 + 1.5 * (\Phi_{Fe} * d) / (D * H)$ Coefficiente di armatura
$\Phi_{Fe}$	Diametro barre di armatura	$G = 2.5$ per prelievo orizzontale
d	Posizione barra di armatura	$G = 2.3$ per prelievo verticale

LO SPERIMENTATORE  
Riccardo Cardoni

IL DIRETTORE DEL LABORATORIO  
Ing. Gabriele Incevellii

Laboratorio Strutturale L. 1086; Autorizzazione Ministeriale 24029/83 - Via del Commercio 22/A - 61032 Fano (PU) - Tel e Fax: 0721 806132  
TEMA s.a.s. Sede Legale: Via Zara 5 - 60123 Ancona (AN) - P.IVA 01255400424 - Tribunale AN 19830 - CCIAA AN 119314 - e-mail: [tema@laboratoriotema.it](mailto:tema@laboratoriotema.it)

Figura 43 - Estratto parziale del rapporto di prova a schiacciamento delle carote di CALCESTRUZZO

### 3.2.2.3 – Caratterizzazione meccanica del calcestruzzo

#### 3.2.2.3.1 – Corpo B

CORPO B		
N° prel.	ID - Carota	R <sub>cc</sub> (Mpa)
1	C1-B	<b>11,80</b>
3	C2-B	<b>15,40</b>
5	C3-B	<b>15,00</b>
7	C4-B	<b>13,00</b>
8	C5-B	<b>13,40</b>
9	C6-B	<b>10,40</b>
		<b>13,17</b>

E = **23893 Mpa**

#### CRITERI DI PROGETTO

IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'			CARATTER. COSTRUTTIVE						FLAG	
Crit N.ro	Elem.	% Rig Tors.	% Rig Fless	Classe CLS	Classe Acciaio	Mod. El kg/cmq	Pois son	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st	Lun sta	Li n.	App esi	
1	ELEV.	1	100	PROV	PROV	238930	0,20	2500	ORDIN.	XC1	POCO SENS.	0,50	2,0	3,5	14	8	60	1	0
3	PTLAS	1	100	PROV	PROV	238930	0,20	2500	ORDIN.	XC1	POCO SENS.	0,50	2,0	3,5	14	8	50	1	0

#### CRITERI DI PROGETTO

CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																										
Cri Nro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/Ac	Mt/Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	ccRar	ccPer	cfRar	cfPer	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk	
1	ELEV.	110,0	73,0	73,0	2250	2250	1956	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,4	0,3	66,0	49,0	1800							2,0	0,08
3	PTLAS	110,0	73,0	73,0	2250	2250	1956	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10	0,4	0,3	66,0	49,0	1800							2,0	0,08

Per quanto riguarda la definizione dell' acciaio delle barre di armatura del **corpo B** in assenza di informazioni è stato preso un acciaio tipo Aq.50 con tensione di snervamento  $f_y = 270$  MPa, avente le caratteristiche di resistenza medie rispetto agli acciai dell' epoca:

BARRE TONDE LISCE	Aq 42	Aq 50	Aq 60
Tensione di <b>snervamento</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	>2300	<b>&gt;2700</b>	>3100
Tensione di <b>rottura</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	>4200	>5000	>6000
Allungamento minimo	>20%	>18%	>14%
Denominazione: <b>Acciaio</b>	dolce	semiduro	duro

Indagini sperimentali trovate in letteratura mostrano come lo stesso acciaio mostrava valori di resistenza, maggiori come riportato nell' immagine sotto; assumere una  $f_y = 270$  MPa è comunque in linea anche coi valori di resistenza minimi misurati sugli acciai più scarsi Aq.42:

Tabella 4. Caratteristiche degli acciai Aq.42 nel decennio 1961/70.

numero prove: 232	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	328.6	470.0	1.436	29.07%
valore massimo	408.0	499.8	1.696	35.62%
valore minimo	260.0	422.0	1.158	20.00%

Tabella 2. Caratteristiche degli acciai Aq.50.

numero prove: 959	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	369.9	545.1	1.479	26.08%
valore massimo	530.0	599.6	1.845	56.48%
valore minimo	282.4	500.1	1.054	16.67%

Tabella 3. Caratteristiche degli acciai Aq.60.

numero prove: 248	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u/f_y$	$A_{10\phi}$
valore medio	432.6	634.0	1.473	22.46%
valore massimo	560.8	698.5	1.750	32.00%
valore minimo	353.7.4	600.5	1.199	14.00%

### 3.2.2.3.2 - Corpo C

BLOCCO C		
N° prel.	ID - Carota	R <sub>cc</sub> (Mpa)
2	C1-C	20,50
4	C2-C	32,30
6	C3-C	18,10
		23,63

E = **28476 Mpa**

#### CRITERI DI PROGETTO

IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'			CARATTER. COSTRUTTIVE						FLAG	
Crit N.ro	Elem.	% Rig Tors.	% Rig Fless	Classe CLS	Classe Acciaio	Mod. El kg/cmq	Pois son	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st	Lun sta	Li n.	App esi	
1	ELEV.	1	100	PROV	PROV	284760	0,20	2500	ORDIN.	XC1	POCO SENS.	0,50	2,0	3,5	14	8	60	1	0
3	PILAS	1	100	PROV	PROV	284760	0,20	2500	ORDIN.	XC1	POCO SENS.	0,50	2,0	3,5	14	8	50	1	

CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri Nro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/Ac	Mt/Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	ccRar	ccPer	cfRar	Spo Rar	Spo Pre	Spo Per	Coe Vis	euk	
1	ELEV.	197,0	131,0	131,0	3583	3583	3115	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10				118,0	88,0	2866					2,0	0,08
3	PILAS	197,0	131,0	131,0	3583	3583	3115	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10				118,0	88,0	2866					2,0	0,08

Per quanto riguarda l' acciaio delle barre di armatura del **corpo C** si fa riferimento alle indicazioni di progetto e ai certificati di collaudo in cui veniva dichiarato un FeB44K con  $f_{yk} = 460$  MPa.

## Capitolo 4 – Valutazione della sicurezza

La valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio viene eseguita in ottemperanza agli obblighi normativi sanciti dall'**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 2003** che prescrive l'esecuzione delle verifiche tecniche per edifici di classe III e IV progettati con una normativa antecedente al Decreto Ministeriale 1985.

La redazione di quest'ultima è stata condotta seguendo le indicazioni contenute nel "**Manuale per la Stesura della Relazione Tecnica per la Valutazione della Vulnerabilità Sismica di edifici esistenti**" (*versione 2.0.2*), pubblicato dalla Regione Marche, con particolare riferimento ai capitoli afferenti ai calcoli strutturali eseguiti per la determinazione dell'indice di vulnerabilità sismica del complesso strutturale allo stato attuale.

Lo stato limite nei confronti del quale viene eseguita la verifica è quello dello **SLV (Salvaguardia della Vita)**, per il quale si richiede che il fabbricato abbia caratteristiche di resistenza e deformabilità tali per cui, se sottoposto all'azione sismica afferente lo stato limite indagato esso, pur danneggiandosi, rimanga sufficientemente lontano da situazioni di collasso ed abbia ancora delle residue resistenze alle azioni orizzontali.

La verifica statica (carichi verticali) deve essere adeguatamente soddisfatta almeno nei confronti dei carichi di esercizio.

Nelle seguenti immagini viene riportata la rappresentazione computerizzata della ricostruzione dello scheletro strutturale sismo-resistente ("modello di calcolo"), attraverso il quale sono stati eseguiti le elaborazioni e le calcolazioni previste dalla normativa vigente ed a stimare l'indice di vulnerabilità sismica del complesso edilizio; l'indice di rischio ( $I_r$ ), è stato determinato considerando i singoli corpi di fabbrica.

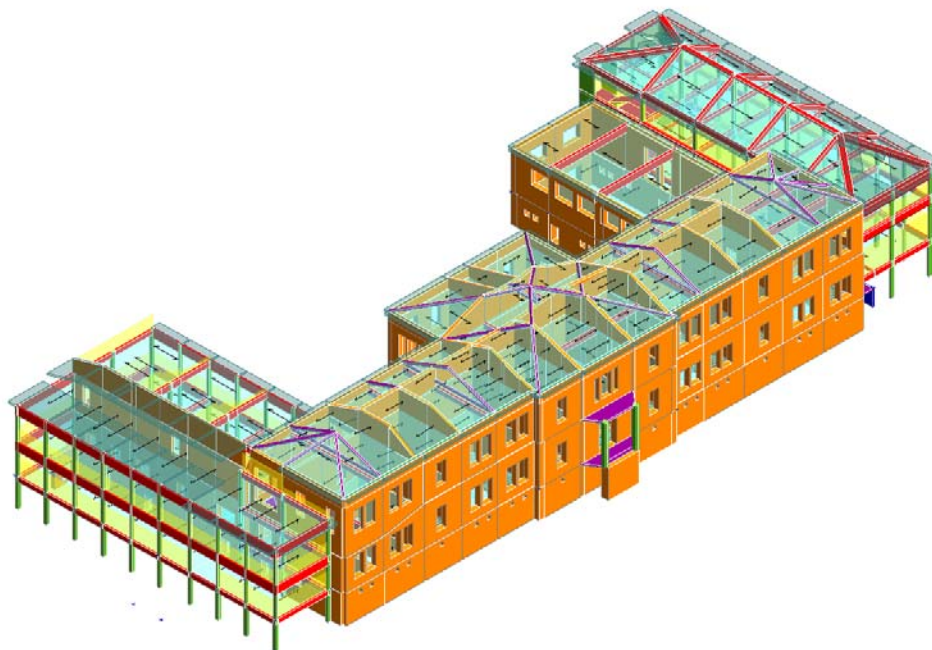


Figura 44



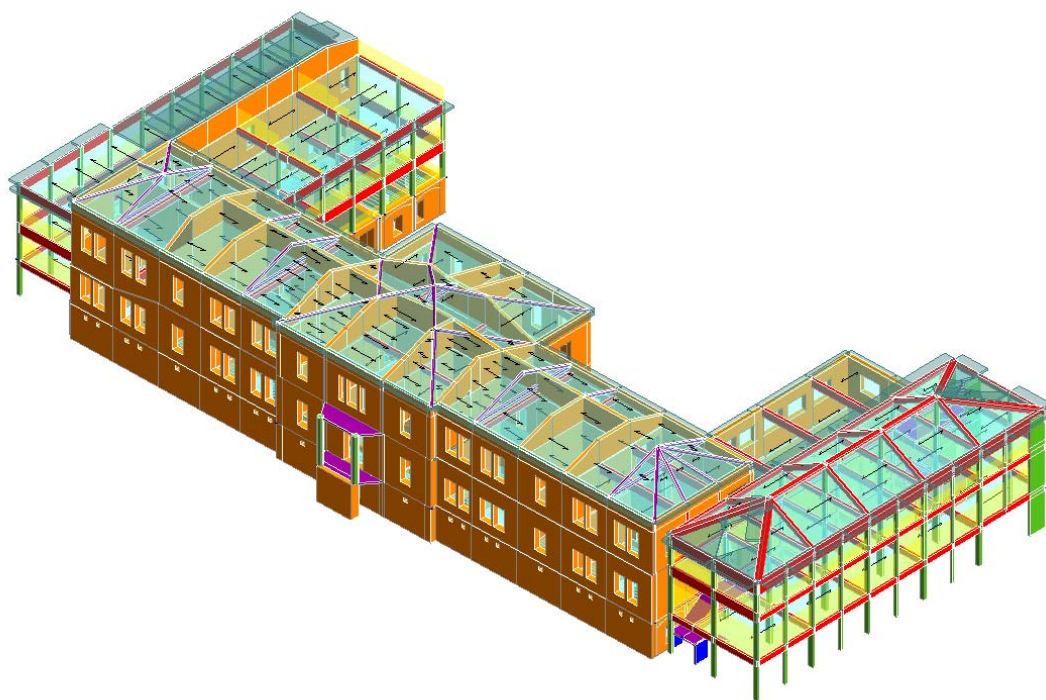


Figura 45

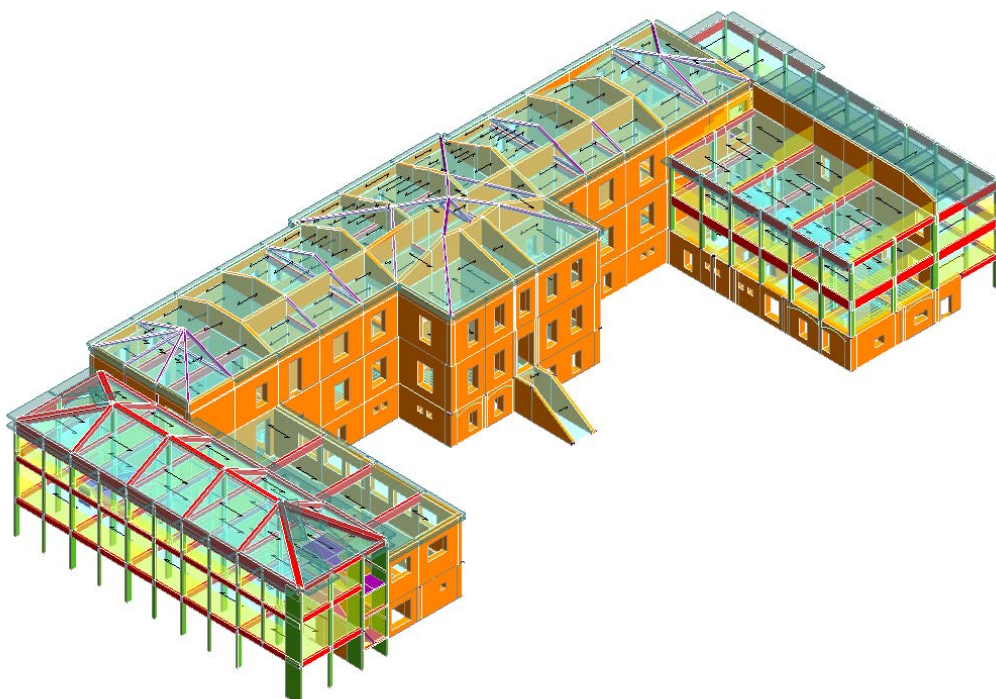


Figura 46

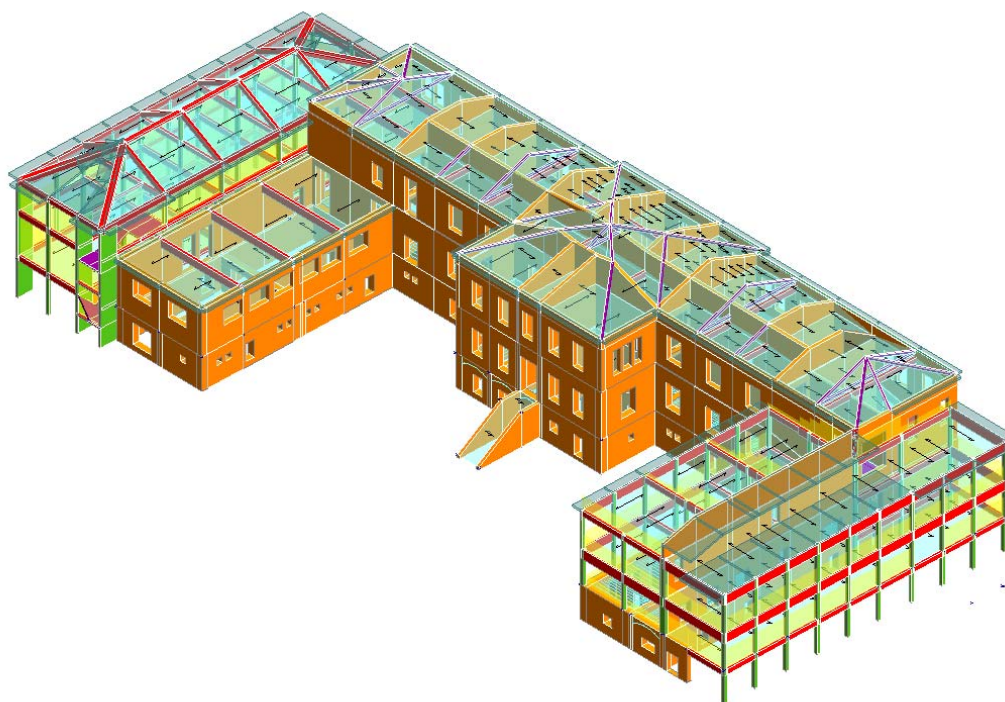


Figura 47

#### ***4.1 – Vita Nominale, Classe D’Uso e Periodo di Riferimento***

La definizione dell’input sismico di progetto passa per la scelta di alcuni parametri di ingresso quali vita nominale, classe d’uso e periodo di riferimento; per il caso in questione si ha:

- $V_N = 50$  anni;
- $C_U = 1,5$  (classe III);
- $V_R = 75$  anni.

#### ***4.2 – Azioni sulla costruzione***

Le azioni considerate ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato sono:

- Pesi propri;
- Pesi permanenti;
- Incidenza dei divisori interni;
- Carico delle tamponature esterne;
- Carichi Variabili per ambienti di tipo affollato di cui alla cat. C (Cat. C1\_Scuole);
- Azione della neve.

Ai fini della determinazione dell’azione sismica non è necessario considerare l’effetto della variabilità spaziale del moto.

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

#### 4.2.1 – Combinazione delle azioni

Le combinazioni di carico sismiche utilizzate ai fini della valutazione della vulnerabilità sono quelle previste dal DM 2008 in relazione all'analisi non lineare ed a quella lineare, quando eseguita.

Tenendo conto delle eccentricità di legge:

- per l'analisi statica non lineare sono state considerate **16 combinazioni di carico di tipo pushover**

Per quanto riguarda le azioni statiche, ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica, viene fatto riferimento ad una combinazione di carico secondo la quale i pesi propri strutturali e non strutturali sono assunti con il loro valore nominale, mentre i carichi variabili vengono ridotti da coefficienti di combinazione sismica.

**Attraverso questa procedura risulta possibile verificare la sussistenza per tutti gli elementi strutturali delle risorse di resistenza minime utili a "soportare" l'aliquota di carico statico che la normativa prevede essere presente in condizione sismica.**

Non fa parte della presente valutazione l'indagine e l'analisi delle risorse statiche dell'edificio nei confronti di stati limite non sismici previsti dalla normativa.

#### 4.2.2 – Analisi dei carichi

##### 4.2.2.1 – Corpo A

Volte in mattoni – Piano rialzato		
PESO PROPRIO $G_1=700 \text{ kg/m}^2$	Mattoni pieni in foglio + caldana 30cm	700 $\text{kg/m}^2$
PERMANENTE $G_2=150 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione	30 $\text{kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	120 $\text{kg/m}^2$
ACCIDENTALE $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	300 $\text{kg/m}^2$
		<b>1150 <math>\text{kg/m}^2</math></b>

Solaio in latero-cemento – Piano rialzato –Area Palestra		
PESO PROPRIO $G_1=300 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	300 $\text{kg/m}^2$
PERMANENTE $G_2=100 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	100 $\text{kg/m}^2$
ACCIDENTALE $Q_k=500 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	500 $\text{kg/m}^2$
		<b>900 <math>\text{kg/m}^2</math></b>

Solaio in latero-cemento – Piano rialzato		
PESO PROPRIO $G_1=300 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	300 $\text{kg/m}^2$
PERMANENTE $G_2=250 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	130 $\text{kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	120 $\text{kg/m}^2$
ACCIDENTALE $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	300 $\text{kg/m}^2$

		<b>850 kg/m<sup>2</sup></b>
--	--	-----------------------------

<b>Solaio in acciaio e laterizio – Piano primo</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=200 \text{ kg/m}^2$		200 kg/m <sup>2</sup>
<i>PERMANENTE</i> $G_2=100 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Controsoffitto	100 kg/m <sup>2</sup>
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_K=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	300 kg/m <sup>2</sup>
		<b>600 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Solaio in latero-cemento– Piano primo</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	250 kg/m <sup>2</sup>
<i>PERMANENTE</i> $G_2=100 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Controsoffitto	100 kg/m <sup>2</sup>
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_K=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	300 kg/m <sup>2</sup>
		<b>650 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Solaio in latero-cemento – Piano sottotetto</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=220 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	220 kg/m <sup>2</sup>
<i>PERMANENTE</i> $G_2=30 \text{ kg/m}^2$	Intonaco	30 kg/m <sup>2</sup>
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_K=50 \text{ kg/m}^2$	Cat. H – Sottotetti	50 kg/m <sup>2</sup>
		<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Solaio in legno – Piano copertura</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=20 \text{ kg/m}^2$	Orditura principale	20 kg/m <sup>2</sup>
<i>PERMANENTE</i> $G_2=80 \text{ kg/m}^2$	Orditura secondaria + travicelli + tavolato	30 kg/m <sup>2</sup>
	Manto di copertura	50 kg/m <sup>2</sup>
<i>NEVE</i> $Q_K=120 \text{ kg/m}^2$	Neve	120 kg/m <sup>2</sup>
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_K=50 \text{ kg/m}^2$	Cat. H – Coperture	50 kg/m <sup>2</sup>
		<b>220 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Muratura sottotetto</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Muratura in mattoni pieni e calce a 3 teste	<b>650 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Scala interna</b>	
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=375 \text{ kg/m}^2$	375 kg/m <sup>2</sup>
<i>PERMANENTE</i> $G_2=300 \text{ kg/m}^2$	300 kg/m <sup>2</sup>
<i>AMBIENTI AFFOLLATI</i> $Q_K=400 \text{ kg/m}^2$	400 kg/m <sup>2</sup>
	<b>1075 kg/m<sup>2</sup></b>

Ing. Matteo Mari - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)**4.2.2.2 – Corpo B**

<b>Solaio in acciaio e voltine – Piano rialzato</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=200 \text{ kg/m}^2$		$200 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=250 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	$130 \text{ kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	$300 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>750 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Volte in mattoni – Piano rialzato</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=700 \text{ kg/m}^2$	Mattoni pieni in foglio + caldana 30cm	$700 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=150 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione	$30 \text{ kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	$300 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>1150 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in latero-cemento – Piano rialzato</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$250 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=250 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	$130 \text{ kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	$300 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>800 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in latero-cemento – Piano primo</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$250 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=250 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	$130 \text{ kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	$300 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>800 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in latero-cemento – Piano sottotetto</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$250 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=30 \text{ kg/m}^2$	Intonaco	$30 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=50 \text{ kg/m}^2$	Cat. H – Sottotetti	$50 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>330 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in laterocemento – Piano copertura</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=200 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$200 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=100 \text{ kg/m}^2$	Guaina	$10 \text{ kg/m}^2$

Ing. Matteo Mari - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

	Manto di copertura	90 kg/m <sup>2</sup>
NEVE Q <sub>k</sub> =120kg/m <sup>2</sup>	Neve	120 kg/m <sup>2</sup>
ACCIDENTALE Q <sub>k</sub> =50 kg/m <sup>2</sup>	Cat. H – Coperture	50 kg/m <sup>2</sup>
		<b>420 kg/m<sup>2</sup></b>

Scala interna	
PESO PROPRIO G <sub>1</sub> =375 kg/m <sup>2</sup>	375 kg/m <sup>2</sup>
PERMANENTE G <sub>2</sub> =300 kg/m <sup>2</sup>	300 kg/m <sup>2</sup>
AMBIENTI AFFOLLATI Q <sub>k</sub> =400kg/m <sup>2</sup>	400 kg/m <sup>2</sup>
	<b>1075 kg/m<sup>2</sup></b>

Tamponatura esterna	
Intonaco interno da 1,5 cm	20 kg/m <sup>2</sup>
Muratura mattone forato sp.=13 cm	120 kg/m <sup>2</sup>
Muratura mattone forati sp.=13 cm	120 kg/m <sup>2</sup>
Isolante	20 kg/m <sup>2</sup>
Listelli in ceramica	20 kg/m <sup>2</sup>
	<b>300 kg/m<sup>2</sup></b>

Cornicione	
PESO PROPRIO G <sub>1</sub> =250 kg/m <sup>2</sup>	250 kg/m <sup>2</sup>
PERMANENTE G <sub>2</sub> =200 kg/m <sup>2</sup>	300 kg/m <sup>2</sup>
NEVE Q <sub>k</sub> =120kg/m <sup>2</sup>	120 kg/m <sup>2</sup>
	<b>670 kg/m<sup>2</sup></b>

Muratura sottotetto		
PESO PROPRIO G <sub>1</sub> =250 kg/m <sup>2</sup>	Muratura tipo doppio UNI 2 teste	<b>250 kg/m<sup>2</sup></b>

#### 4.2.2.3 – Corpo C

Solaio in latero-cemento 20+4 – Piano rialzato		
PESO PROPRIO G <sub>1</sub> =300 kg/m <sup>2</sup>	Solaio in latero cemento 20+4	300 kg/m <sup>2</sup>
PERMANENTE G <sub>2</sub> =250 kg/m <sup>2</sup>	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	130 kg/m <sup>2</sup>
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	120 kg/m <sup>2</sup>
ACCIDENTALE Q <sub>k</sub> =300 kg/m <sup>2</sup>	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	300 kg/m <sup>2</sup>
		<b>850 kg/m<sup>2</sup></b>

<b>Solaio in latero-cemento 20+4 – Piano primo</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=300 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento 20+4	$300 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=250 \text{ kg/m}^2$	Pavimentazione + Sottofondo + Intonaco	$130 \text{ kg/m}^2$
	Divisori (cap. 3.1.3.1 NTC08)	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=300 \text{ kg/m}^2$	Cat. C - Ambienti suscettibili di affollamento	$300 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>850 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in latero-cemento 20+4 – Piano sottotetto</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$250 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=30 \text{ kg/m}^2$	Intonaco	$30 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=50 \text{ kg/m}^2$	Cat. H – Sottotetti	$50 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>330 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Solaio in laterocemento – Piano copertura</b>		
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=200 \text{ kg/m}^2$	Solaio in latero cemento	$200 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=100 \text{ kg/m}^2$	Guaina	$10 \text{ kg/m}^2$
	Manto di copertura	$90 \text{ kg/m}^2$
<i>NEVE</i> $Q_k=120 \text{ kg/m}^2$	Neve	$120 \text{ kg/m}^2$
<i>ACCIDENTALE</i> $Q_k=50 \text{ kg/m}^2$	Cat. H – Coperture	$50 \text{ kg/m}^2$
		<b><math>470 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Scala interna</b>	
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=375 \text{ kg/m}^2$	$375 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=300 \text{ kg/m}^2$	$300 \text{ kg/m}^2$
<i>AMBIENTI AFFOLLATI</i> $Q_k=400 \text{ kg/m}^2$	$400 \text{ kg/m}^2$
	<b><math>1075 \text{ kg/m}^2</math></b>

<b>Tamponatura esterna</b>	
Intonaco interno da 1,5 cm	$20 \text{ kg/m}^2$
Muratura mattone forato sp.=13 cm	$120 \text{ kg/m}^2$
Muratura mattone forati sp.=13 cm	$120 \text{ kg/m}^2$
Intonaco esterno da 1,5 cm	$20 \text{ kg/m}^2$
Isolante	$20 \text{ kg/m}^2$
	<b><math>300 \text{ kg/m}^2</math></b>
<b>Cornicione</b>	
<i>PESO PROPRIO</i> $G_1=250 \text{ kg/m}^2$	$250 \text{ kg/m}^2$
<i>PERMANENTE</i> $G_2=200 \text{ kg/m}^2$	$300 \text{ kg/m}^2$
<i>NEVE</i> $Q_k=120 \text{ kg/m}^2$	$120 \text{ kg/m}^2$
	<b><math>670 \text{ kg/m}^2</math></b>

### 4.2.3 – Determinazione dell'azione sismica

Attraverso una procedura implementata all'interno del software di calcolo, di cui è stata più volte controllata l'affidabilità, è possibile ricostruire gli spettri di progetto ed i relativi parametri di pericolosità sismica per la zona in esame.

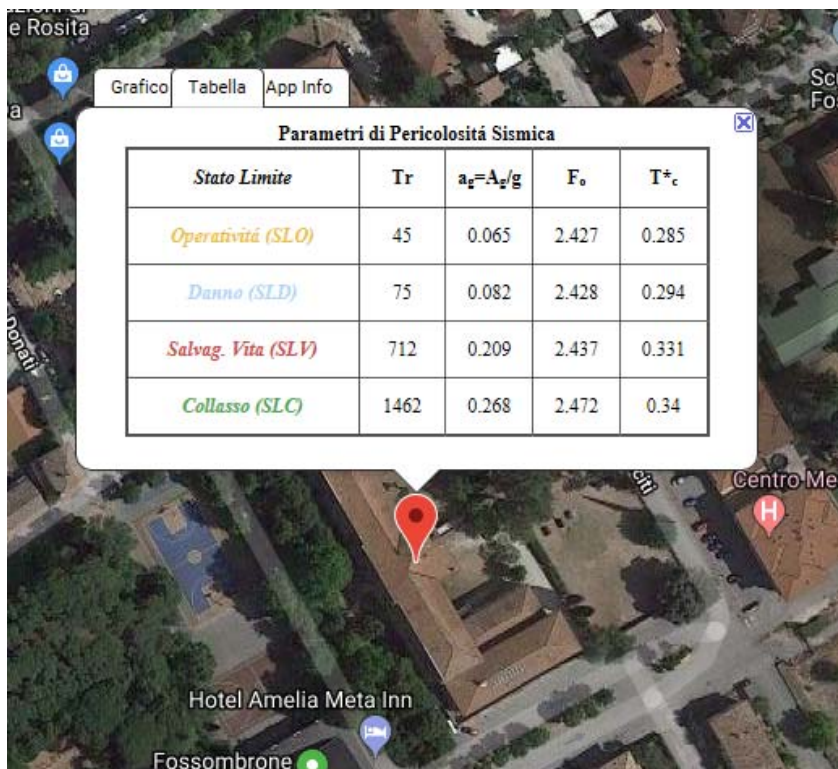


Figura 48 - Localizzazione edifici e determinazione degli spettri

PARAMETRI SISMICI	
Vita Nominale	>=50 Anni
Classe d'Uso	III
<b>Caratteristiche Sito</b>	
Longitud. Est	12.81352
Latitud. Nord	43.68908
Categ. Suolo	E
Coeff. Topogr	1

Figura 49 - Parametri sismici

STATI LIMITE SISMICI	
Attivo	SI
Pvr	0,1
Tr	712
<b>Parametri SLV</b>	
$A_g/g$	0,208
$F_0$	2,438319
$T^*_c$	0,3305145
$F_v$	1,503849
TB	0,1972836
TC	0,5918506
TD	2,434872
Ss	1,440187
Spost.Rel	NESSUNO

Figura 50 –Parametri SLV



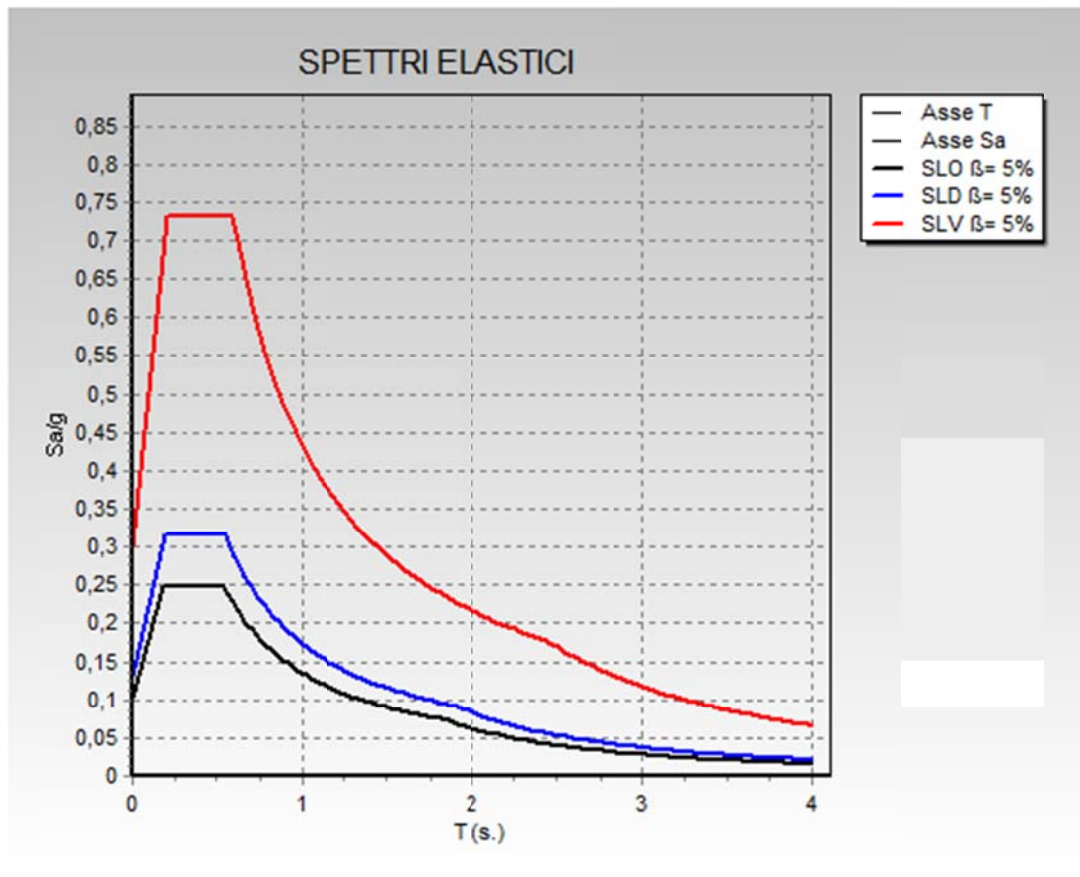


Figura 51 - Spettro elastico SLV

#### 4.2.4 - Determinazione del carico da neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altezza s.l.m. del comune di Fossombrone, che risulta essere 120 m s.l.m.

Poiché San Lorenzo in Campo è collocata in Zona I – Mediterranea, si ottiene:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/mq} & a_s &\leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq} & a_s &> 200 \text{ m}
 \end{aligned}$$

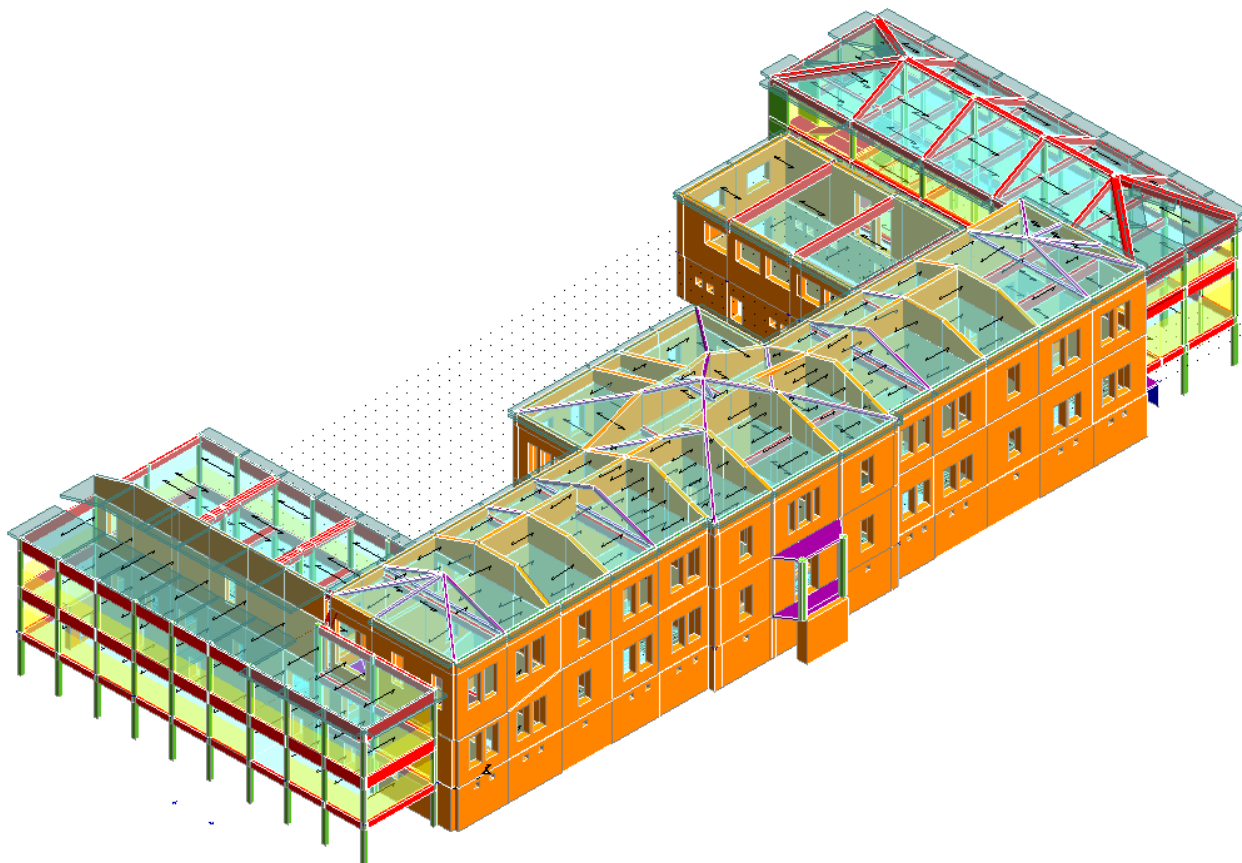
Presi unitari il coefficiente termico e di esposizione, il coefficiente di forma è pari a 0,8 sia per la copertura dell'edificio in muratura, sia per le coperture degli ampliamenti in c.a. in quanto l'inclinazione  $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$ , per cui il carico di neve definitivo è pari a  $0,8 \times 150 = 120 \text{ Kg/m}^2$ .

## Capitolo 5 – Descrizione dei modelli di calcolo

In questo capitolo si riportano gli aspetti salienti della modellazione effettuata per il calcolo e, successivamente, la verifica sismica dell'edificio.

Il programma utilizzato per l'analisi è il CDSWin n° licenza 34138 Rel. 2018.

Nelle seguente immagine è riprodotto il modello totale del complesso scolastico:



La verifica strutturale viene eseguita prendendo in esame quattro distinti casi: un unico modello comprendente i due corpi di fabbrica A e B tra loro adiacenti e strutturalmente collegati a livello di piano seminterrato e parzialmente a livello di piano rialzato; un modello per i singoli corpi A (US1A) , B (US1B) e C (US2) che risulta adiacente ma giuntato rispetto al corpo A.

Tale scelte conseguono dall'analisi degli elaborati progettuali originali a disposizione e confermati dal rilievo in sito delle strutture.

La modellazione svolta è più approfonditamente illustrata nei paragrafi successivi.

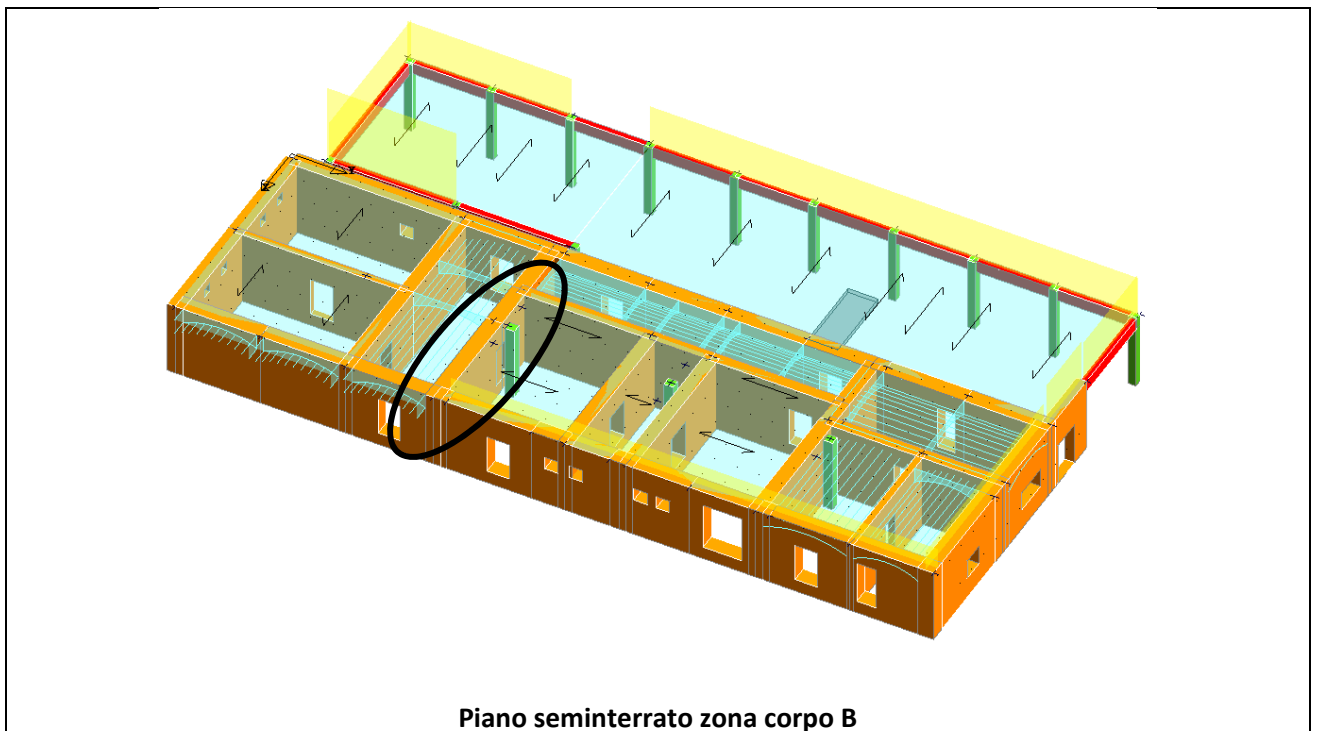
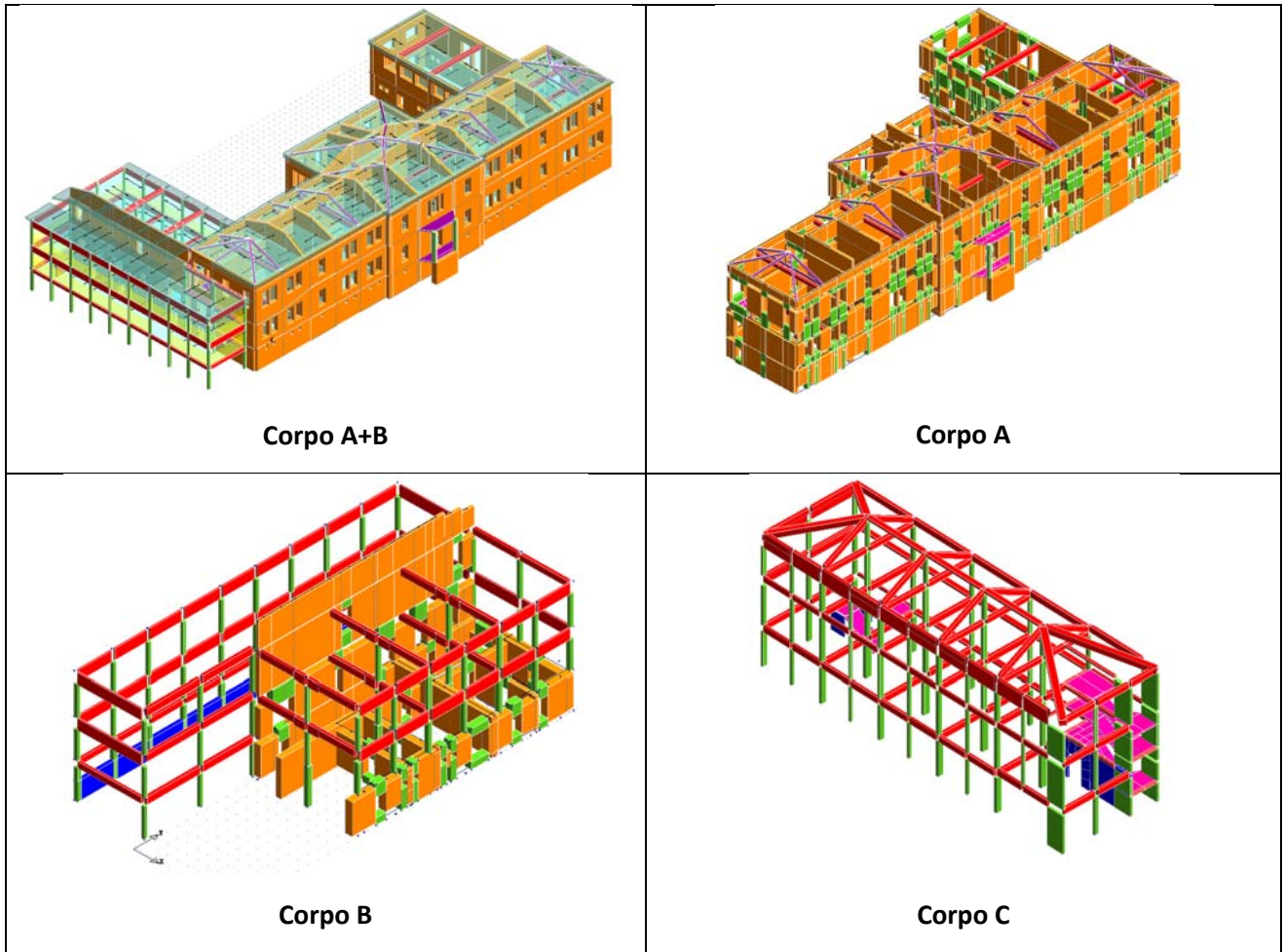




Figura 52 – Zona di interazione strutturale tra i corpi di fabbrica A e B

### **5.1 – Strutture in muratura**

Per quanto riguarda il **corpo A** La struttura è in MURATURA ed è costituita da pareti in muratura ordinaria a più piani.

Nell' analisi globale della struttura mediante analisi non lineare statica o push-over, i solai del piano rialzato, primo e sottotetto sono considerati con un comportamento infinitamente rigido nel proprio piano; le strutture di copertura sono inserite come carico ai soli fini di dare una distribuzione dei carichi compatibile con la struttura reale.

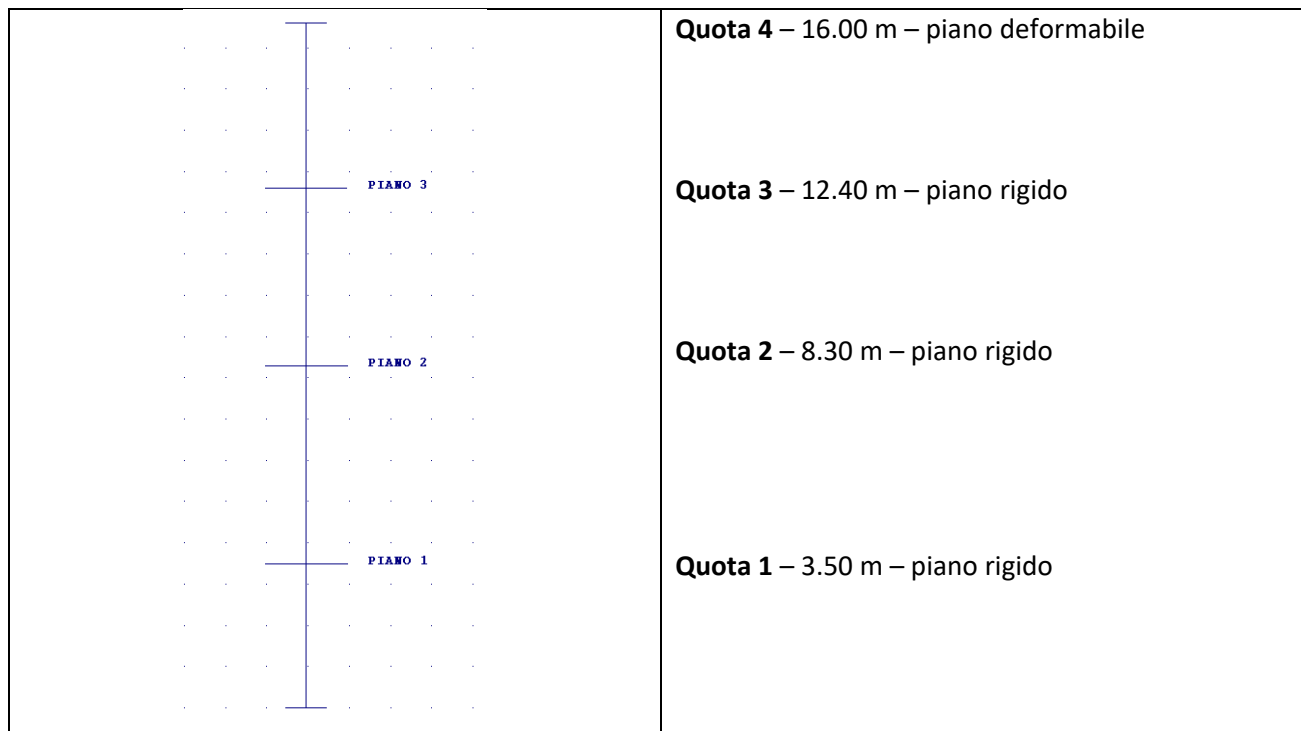


Figura 53 – Schema quote corpo A

Le analisi Push-over eseguite hanno tutte come punto di controllo lo spostamento del baricentro dell' ultimo solaio considerato come piano rigido.

Le travi di accoppiamento sono considerate nel modello di calcolo in quanto si assume che sono efficacemente ammortate alle pareti e sorrette da architravi strutturalmente efficaci.

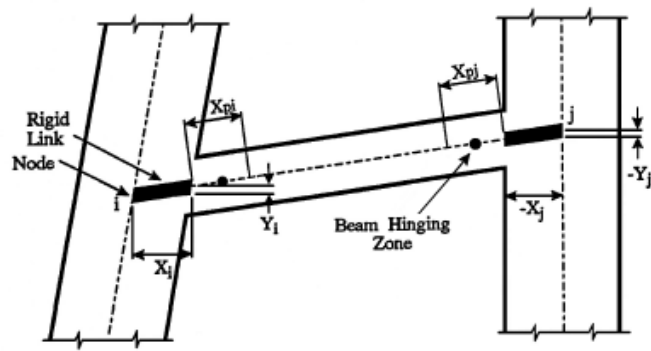
Gli elementi trave in c.a. del piano sottotetto sono schematizzati come elementi *beam* a due nodi, la cui geometria e resistenza non è nota; per questo motivo in assenza di informazioni sono modellati come elementi elastici incernierati ai due estremi.

La determinazione delle masse sismiche di piano viene effettuata dal software di calcolo in base ai carichi assegnati e ai pesi propri dei singoli elementi della struttura.

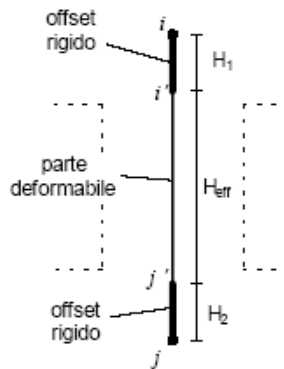
Poiché la struttura non mostra segni di cedimenti differenziali o dissesti locali, si può ritenere che il sistema fondale sia efficiente e stabile; per tale motivo alla base di ogni elemento strutturale sono stati inseriti degli incastri.

La struttura in muratura viene schematizzata con un modello a telaio equivalente (SAM), il quale consiste nello schematizzare una parete forata usando elementi asta non lineari a plasticità concentrata deformabili sia flessionalmente che a taglio (Magenes e Calvi -1996).

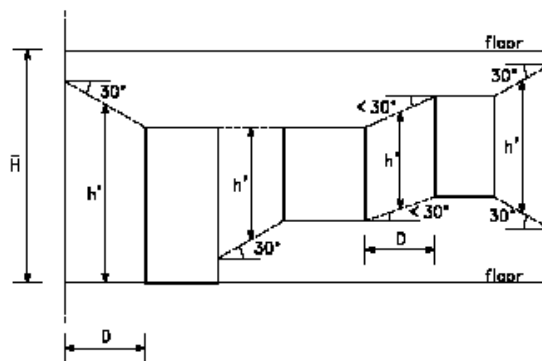
Il modello ad aste utilizzato è del tipo a plasticità concentrata con cerniere flessionali ed a taglio a duttilità limitata.



Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento.



L'altezza della parte deformabile o «altezza efficace» del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce (1989), per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.



$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3}D(\bar{H} - h')/h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

Il comportamento dell'elemento maschio viene supposto elasto-plastico con limite in deformazione. Si suppone cioè che il maschio abbia comportamento lineare elastico finchè non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura.

## 5.2 – Strutture in c.a.

In questo paragrafo si riportano gli aspetti salienti relativi alla modellazione effettuata per il calcolo e la verifica sismica delle strutture in c.a..

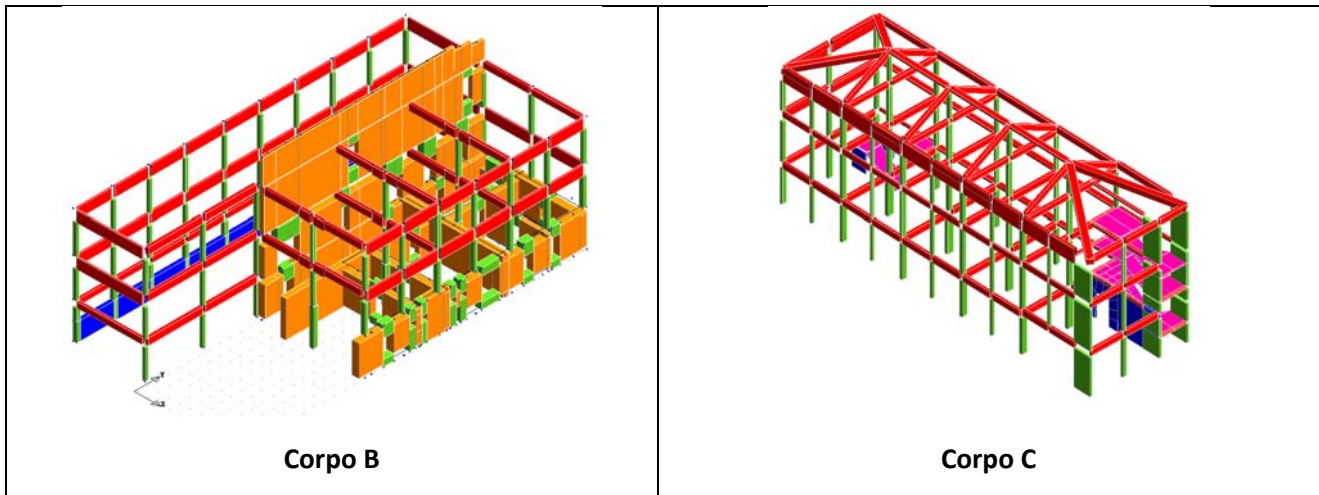


Figura 54 - Vista della struttura dall'input spaziale

La struttura portante, costituita da quattro elevazioni, è composta da travi e pilastri schematizzati come elementi *beam* a due nodi, la cui posizione e geometria è stata dedotta dalle copie delle tavole progettuali in nostro possesso.

I solai, in latero-cemento, sono stati considerati sufficientemente rigidi nel loro piano.

Le quote degli impalcati (quota estradosso delle travi) sono le seguenti:

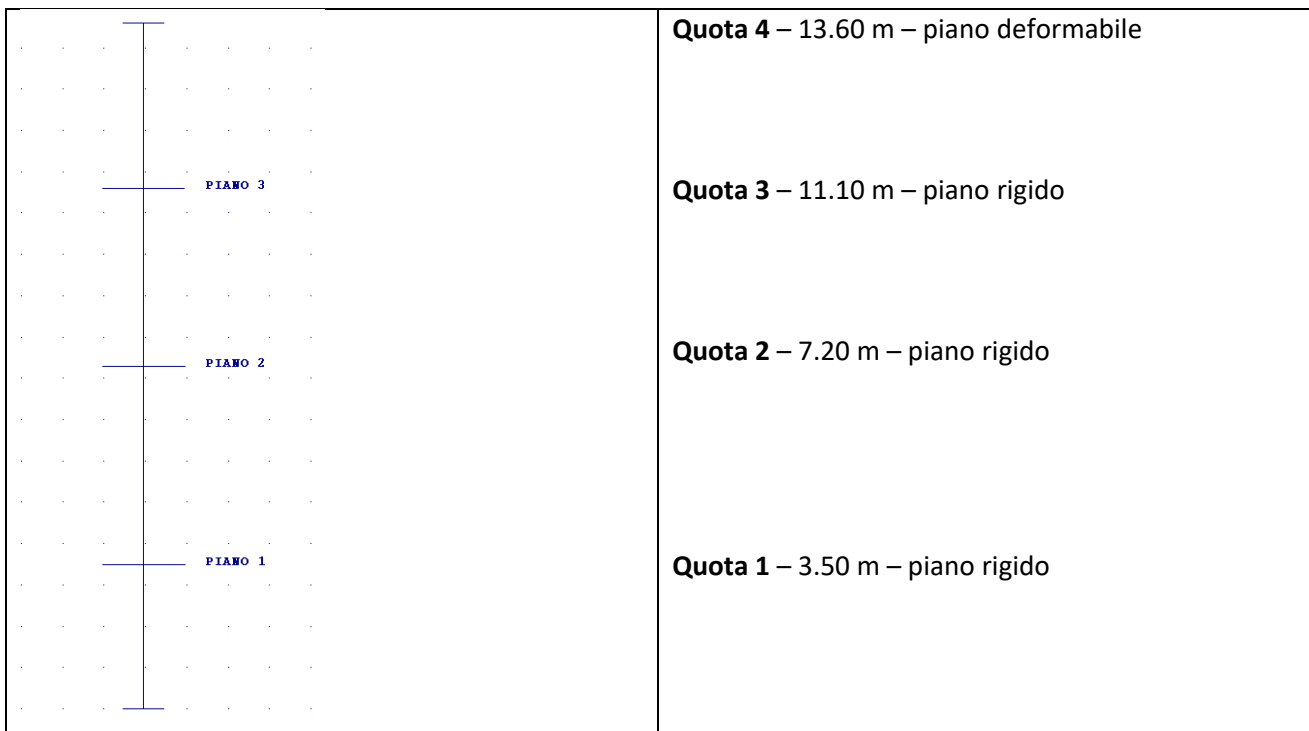


Figura 55 – Schema quote corpo B

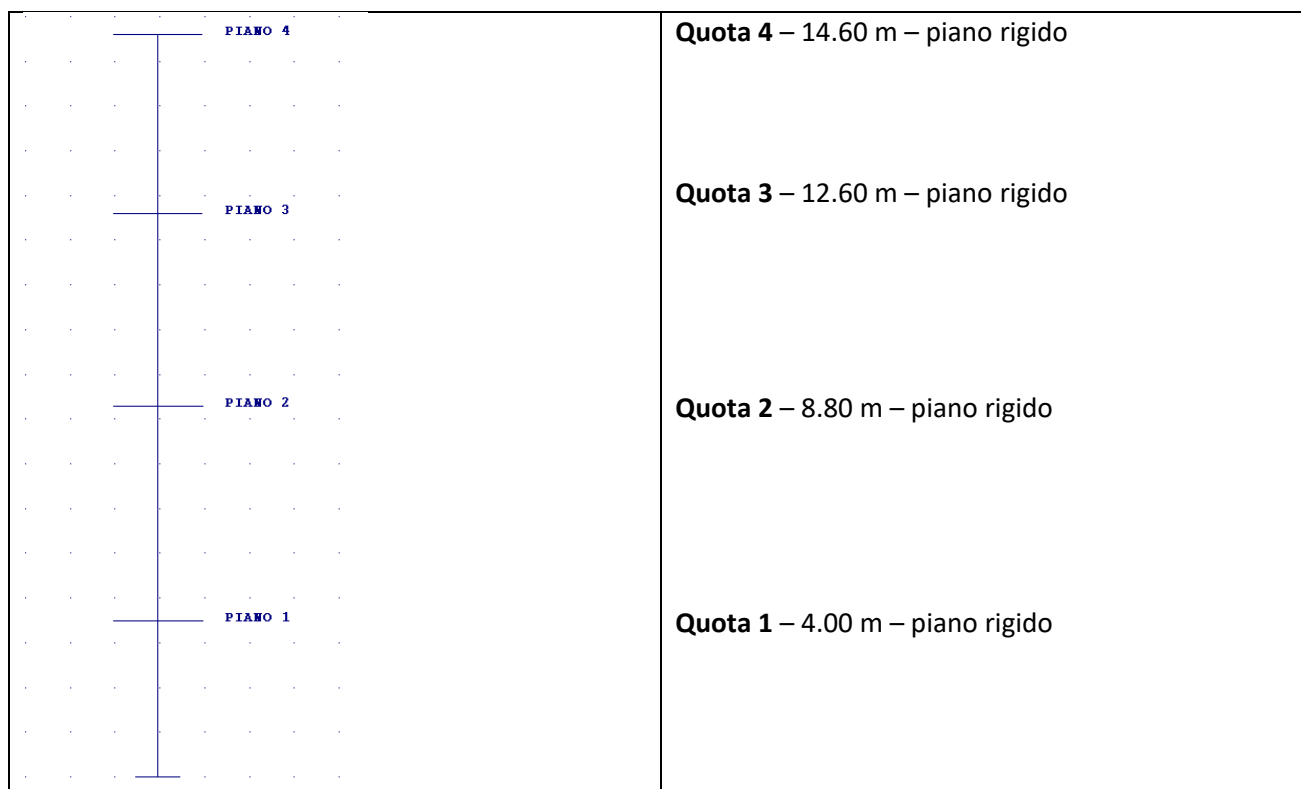


Figura 56 – Schema quote corpo C

Va evidenziato che nel corpo C è stato assegnato il piano sismico 4 ai soli nodi del colmo per fissare il punto di controllo dell'analisi non lineare statica o push over.

Poiché i fabbricati non mostrano problemi di cedimenti fondali, si può ritenere che il sistema fondale sia efficiente e stabile; per tale motivo alla base di ogni elemento strutturale sono stati inseriti degli incastri.

La determinazione delle masse sismiche di piano viene effettuata dal software di calcolo in base ai carichi assegnati alle travi e ai pesi propri dei singoli elementi della struttura.

Alle travi principali sono stati assegnati, ai diversi livelli, i carichi verticali derivanti dai solai.



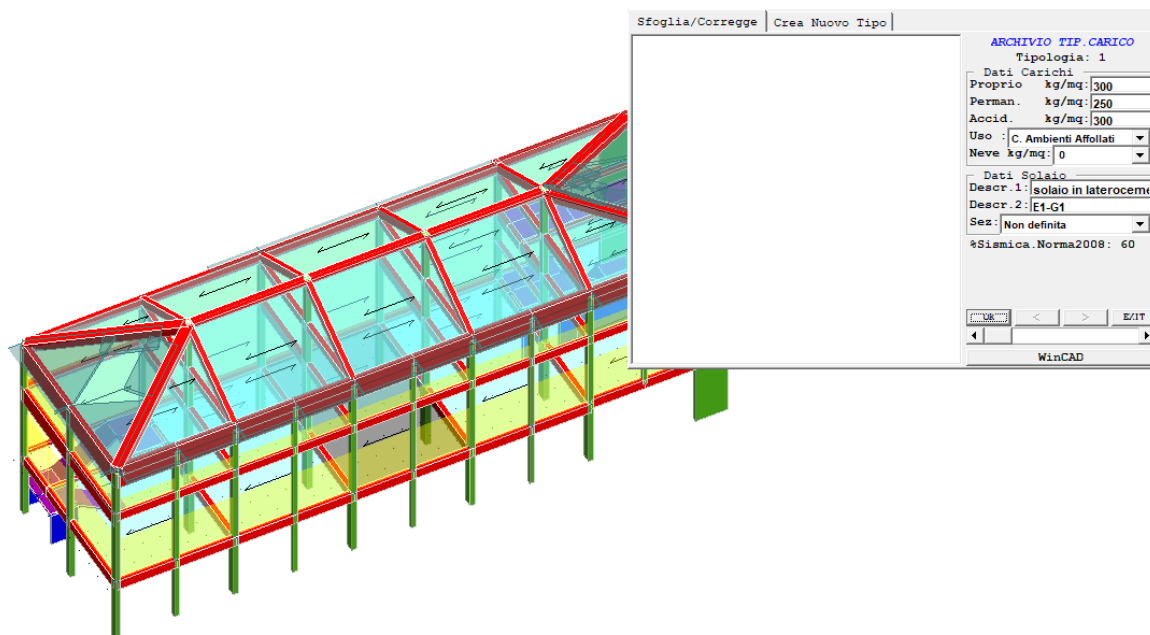


Figura 57 - Assegnazione dei carichi dei solai dall'input impalcati

Dove presente, è stato assegnato il peso proprio delle tamponature, depurato dell'area delle aperture.

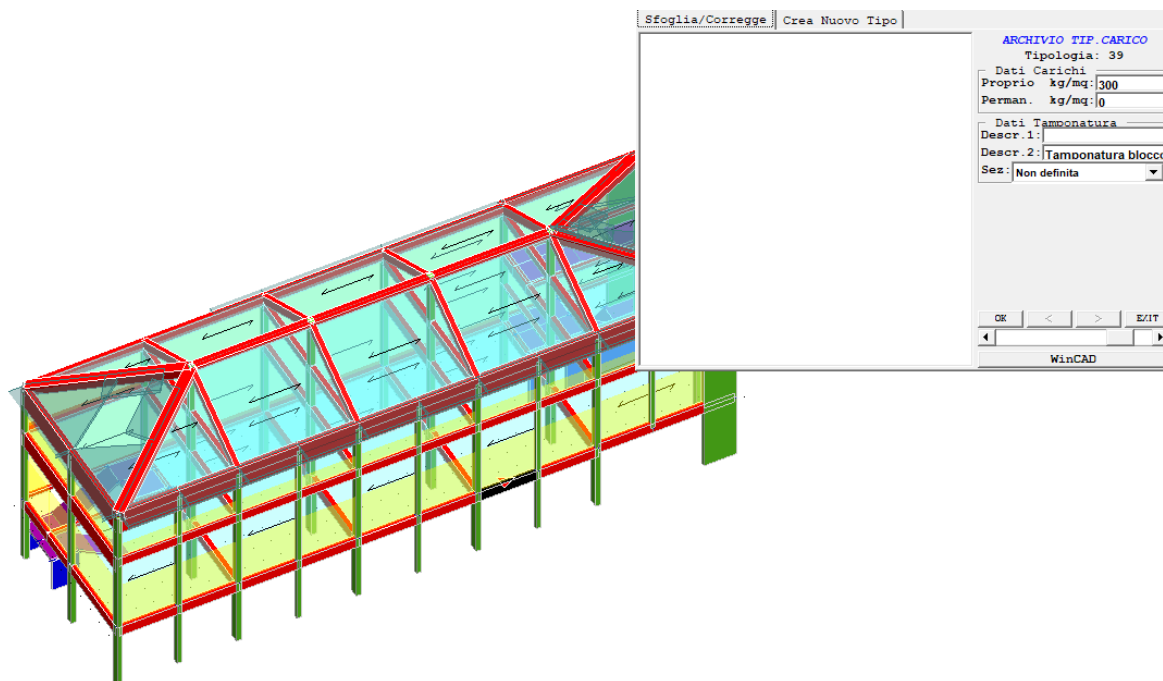


Figura 58 - Assegnazione del carico delle tamponature dall'input impalcati

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

La presenza di finestre a nastro nonché la presunta mancanza di connessione efficace tra le strutture in c.a. e le tamponature ha fatto propendere per la scelta progettuale di non considerare quest'ultime come collaboranti sismicamente.

Sono state inserite le armature dei pilastri e delle travi, ad eccezione di quelle dei cordoli e quindi considerate elastiche ed escluse dall'analisi non lineare. Tale assunzione è suffragata dal fatto che in condizioni sismiche tali elementi strutturali non offrono un contributo significativo in termini di rigidezza, di resistenza e, soprattutto di duttilità.

Per quanto riguarda il **corpo B** dagli esecutivi strutturali originali, le travi dei vari piani risultano mediamente armate con staffe  $\Phi 6/25''$ , ferri superiori reggistaffa  $\Phi 10$  e ferri inferiori più piegati  $\Phi 14$ , mentre nei pilastri staffe  $\Phi 6/15''$  e ferri verticali  $\Phi 16$ ; le barre, confermate dai saggi effettuati, risultano lisce:



Figura 59 – Particolare staffa + ferro verticale

In particolare, nelle travi per tenere in conto del contributo dei ferri piegati (nella normativa dell'epoca il 50% del taglio era affidato ai piegati) è stata inserita una staffatura equivalente.

**Resistenza a taglio esistente lato piegati:**

$\alpha = 45^\circ$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 $\text{ctg } \Theta = 1$  inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave  
 $\phi = 14 \text{ mm}$  diametro piegati  
 $n = 2$  numero piegati

**Resistenza a taglio esistente lato staffe:**

$\alpha = 90^\circ$  inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave  
 $\text{ctg } \Theta = 1$  inclinazione dei puntoni di cls rispetto all'asse della trave  
 $\phi = 6 \text{ mm}$  diametro staffe  
 $n = 2$  numero braccia staffe  
 $A_{sw} = 57 \text{ mm}^2$  area staffe 2 braccia  
 $s = 200 \text{ mm}$  passo staffe

**Calcolo armatura a taglio equivalente:**

$$(V_{Rsd} + V_{Rsd, \text{piegati}}) = 67,02 \text{ kN} = 6,70 \text{ t}$$

$$A_{sw}/s = (V_{Rsd} + V_{Rsd, \text{piegati}}) / (0.9 d f_{yd} \text{ctg } \Theta) = 0,72 \text{ mm}^2/\text{mm} = 7,18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

da cui:

$s = 250 \text{ mm}$  passo staffe  
 $A_{sw,1} = 0,90 \text{ cm}^2$  area staffa equivalente  
 $\phi = 10,69 \text{ mm}$  diametro staffa equivalente

Figura 60 – Esempio definizione staffe equivalenti

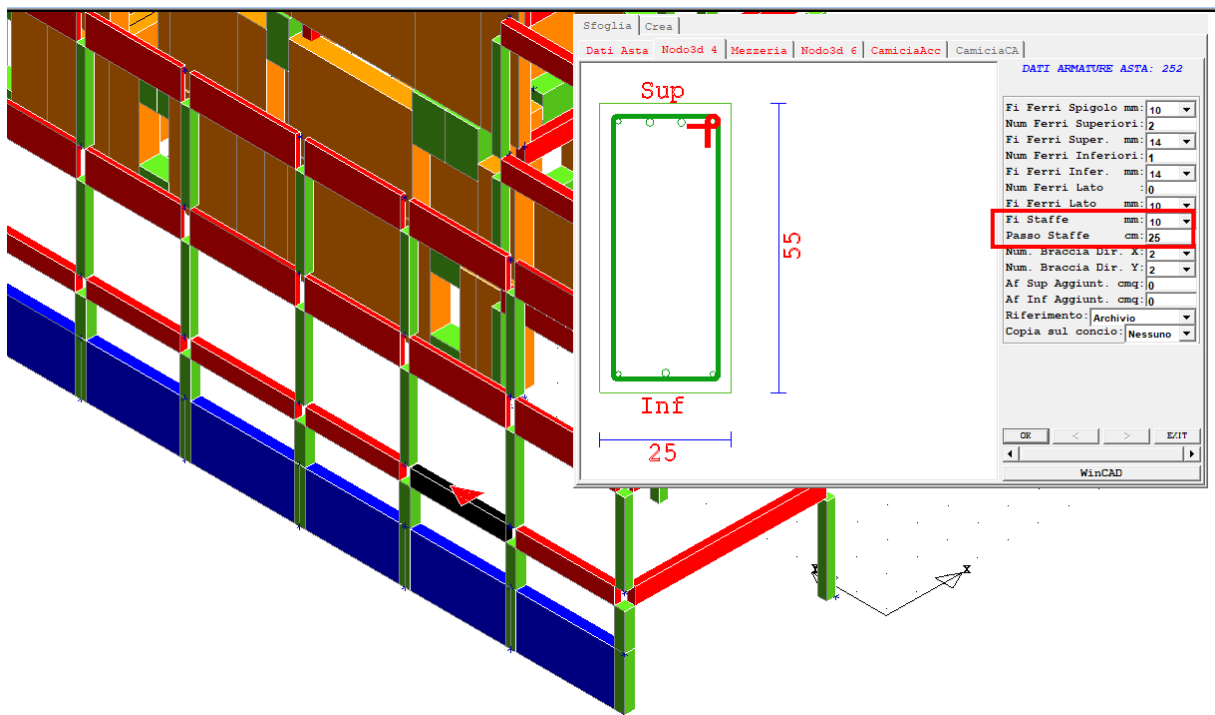


Figura 61 - Inserimento dell'armatura di una trave

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Per quanto riguarda il **corpo C** dagli esecutivi strutturali originali, le travi dei vari piani risultano ad aderenza migliorata e mediamente armate con staffe  $\Phi 8/20''$  e ferri longitudinali più piegati diametro  $\Phi 14$ , mentre nei pilastri staffe  $\Phi 8/24''$  con raddoppio nei tratti iniziale e finale, e ferri verticali  $\Phi 16$ ; il raddoppio delle staffe è confermato dai saggi effettuati :



Figura 62 – Particolare raddoppio staffe estremi colonne

### ***5.2.1 - Classificazione degli elementi strutturali***

Per quanto riguarda la classificazione degli elementi strutturali, dal momento che si è condotta un'analisi statica non lineare, questi vengono classificati automaticamente dal software che è in grado di cogliere durante l'analisi se a determinare la crisi è un meccanismo fragile (taglio) o duttile (flessione o pressoflessione).

**Capitolo 6 - Riepilogo dati generali di calcolo**

D A T I G E N E R A L I D I S T R U T T U R A			
Massima dimens. dir. X (m)	73,22	Altezza edificio (m)	16,60
Massima dimens. dir. Y (m)	36,43	Differenza temperatura (°C)	15
P A R A M E T R I S I S M I C I			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	12,81352	Latitudine Nord (Grd)	43,68908
Categoria Suolo	E	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Utente	Sistema Costruttivo Dir.2	Utente
Regolarita' in Altezza	NO (KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	75,00
Accelerazione Ag/g	0,08	Periodo T'c (sec.)	0,29
Fo	2,43	Fv	0,94
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,60	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,55	Periodo TD (sec.)	1,93
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	712,00
Accelerazione Ag/g	0,21	Periodo T'c (sec.)	0,33
Fo	2,44	Fv	1,50
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,44	Periodo TB (sec.)	0,20
Periodo TC (sec.)	0,59	Periodo TD (sec.)	2,43
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO ESPLICITO - D I R. 1			
Fattore di struttura 'q'	1,50		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per carpenteria	1,05	Verif.Instabilita' acciaio:	1,05
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Muratura azioni sismiche	2,00	Muratura azioni statiche	3,00
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondam.:	1,50
Livello conoscenza	LC2		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

## Capitolo7 – Analisi della strutture

### 7.1 – Strutture in muratura – Corpo A e B

#### 7.1.1 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica

Preliminarmente all'analisi sismica come buona norma è stata verificata la sicurezza della struttura durante il suo servizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri e i carichi permanenti presi con il loro valore nominale e i carichi accidentali moltiplicati per il valore  $\psi_{2j}$  (tab. 2.5.I delle NTC 2008).

	1
1. PESO PROPRIO	1.0
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.0
3. Var.Amb.affol.	.6
4. Var.Neve h<=1000	0.0
5. Var.Coperture	0.0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0

Figura 63 - Combinazione di carico utilizzata per l'analisi statica finalizzata all'analisi sismica

Lo scopo della presente analisi è quello di valutare la resistenza degli elementi strutturali assicurandosi la non sussistenza di situazioni di "sofferenza".

Nelle costruzioni esistenti appare significativa ed utile se finalizzata a valutare lo stato di compressione degli elementi ante evento sismico, dal momento che la combinazione SLE quasi permanente (2.5.4 NTC08) coincide con quella statica di base (carichi permanenti presi con il loro valore unitario e gli accidentali moltiplicati per il coefficiente  $\psi_{2j}$ ).

Si assume un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  sulla resistenza a compressione della muratura pari a 2 valido in condizioni sismiche.

Nell'immagine sottostante vengono evidenziati **in rosso** gli elementi che non soddisfano tale verifica.

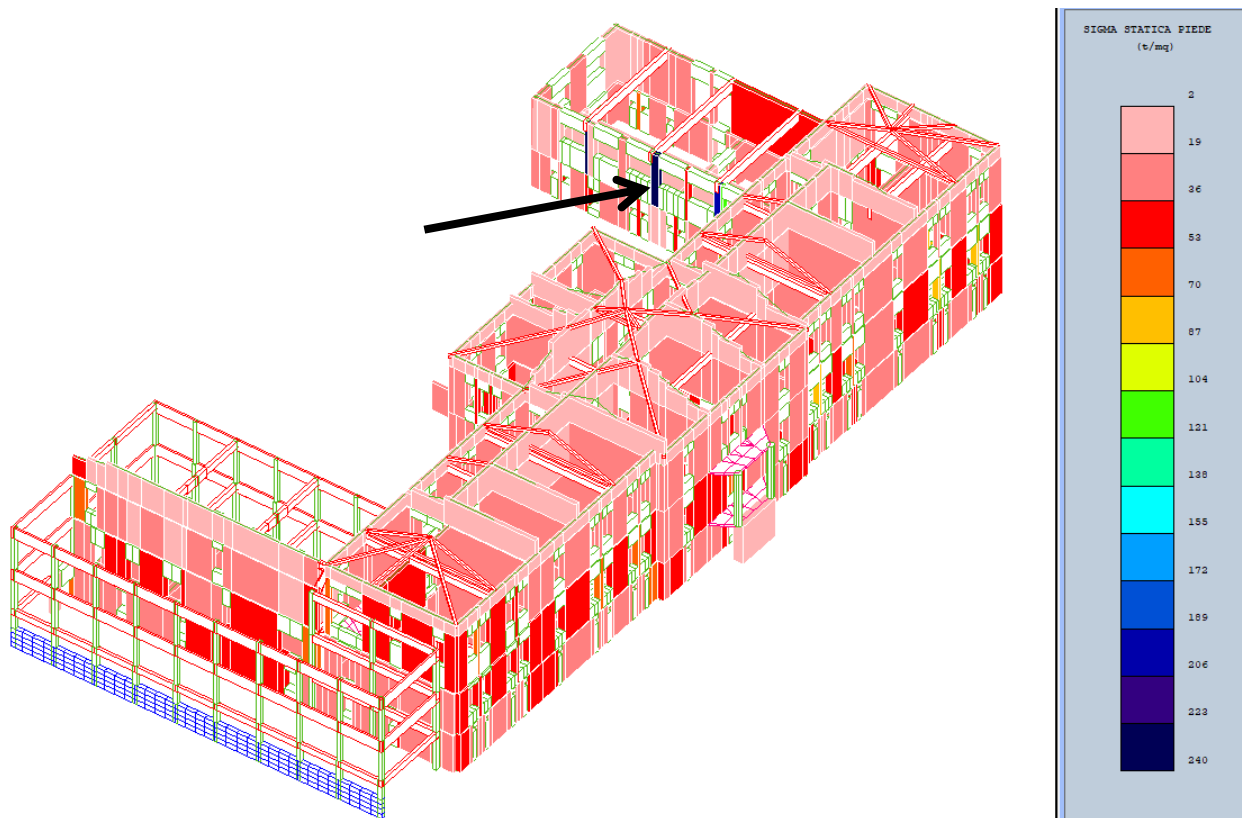
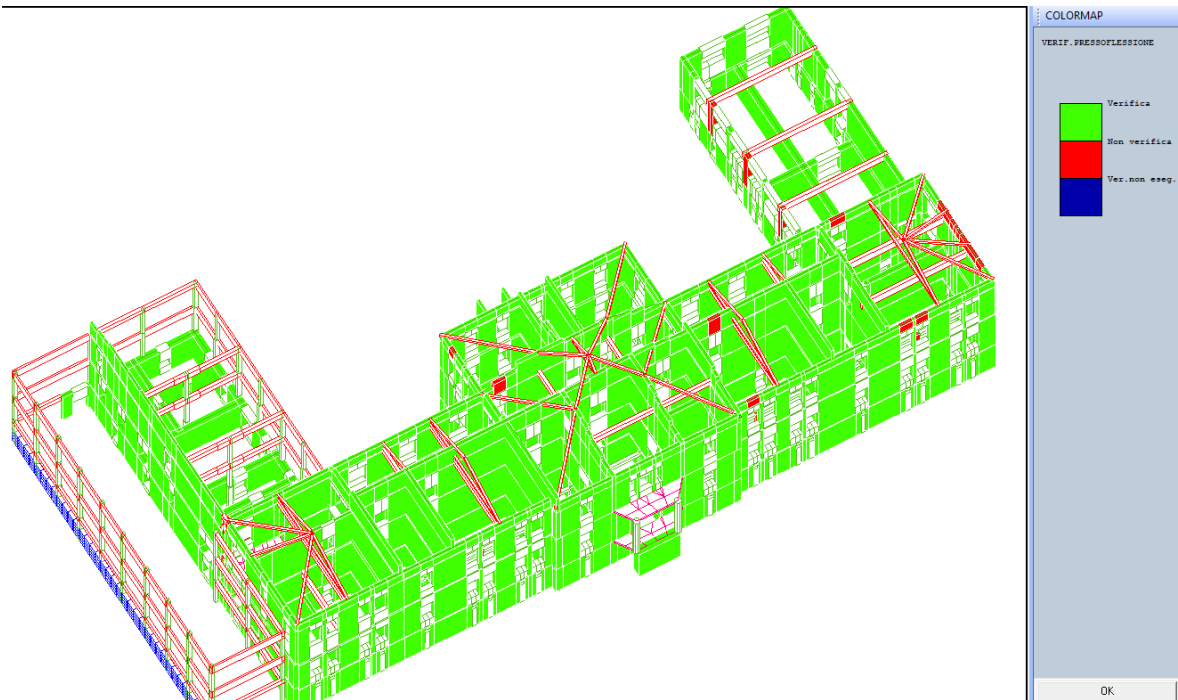


Figura 64 - Colormap tensioni di compressione con combinazione statica finalizzata all'analisi sismica

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Come è possibile constatare le verifiche a pressoflessione sono soddisfatte in tutti gli elementi strutturali principali **ad eccezione di alcuni maschi murari del sottotetto e della palestra**; quest' ultimo risultato, condizionato da questioni legate alla modellazione evidenzia comunque una zona critica, in quanto l' appoggio delle trave di copertura è a cavallo delle aperture.

Lo stato tensionale degli elementi murari non supera la resistenza caratteristica a compressione delle murature ( $F_k = 240 \text{ t/mq}$  tenendo conto del fattore di confidenza  $FC = 1.20$ ) ma scavalca il valore limite imposto dalla normativa (ottenuto dividendo  $F_k$  per il  $\gamma_M = 2$  in condizioni sismiche). A rigore di norma tutte le pareti che superano la tensione statica  $240/2 = 120 \text{ t/mq}$  non verificano ma tuttavia ai fini dell' analisi sismica e del giudizio di vulnerabilità globale del fabbricato si può affermare che gli elementi murari sono impegnati entro i loro limiti di resistenza, e d'altronde il fabbricato non presenta quadri fessurativi tali da far pensare che sia sopraggiunto tale stato limite.

Una indagine più accurata relativa alle caratteristiche di resistenza della muratura potrebbe escludere queste problematiche; in caso contrario gli elementi segnalati come carenti ai carichi gravitazionali andranno rinforzati in caso di progetto di consolidamento.

### 7.1.2 - Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi statica

Di seguito si riporta la verifica dell'idoneità statica della struttura finalizzata alle condizioni di esercizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri, i carichi permanenti e i carichi accidentali presi con il loro valore nominale.

	1
1. PESO PROPRIO	1
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1
3. Var.Amb.affol.	1
4. Var.Neve $h \leq 1000$	1
5. Var.Coperture	0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1

Relativamente al coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M$  sulla resistenza a compressione della muratura, dovendo utilizzare un valore della tabella 4.5.II valida per le verifiche di resistenza nelle nuove costruzioni in condizioni statiche, viene effettuato un'analisi con  $\gamma_M = 3$ .

**Tabella 4.5.II.** Valori del coefficiente  $\gamma_M$  in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Nell'immagine sottostante vengono evidenziati in rosso gli elementi che non soddisfano tale verifica.



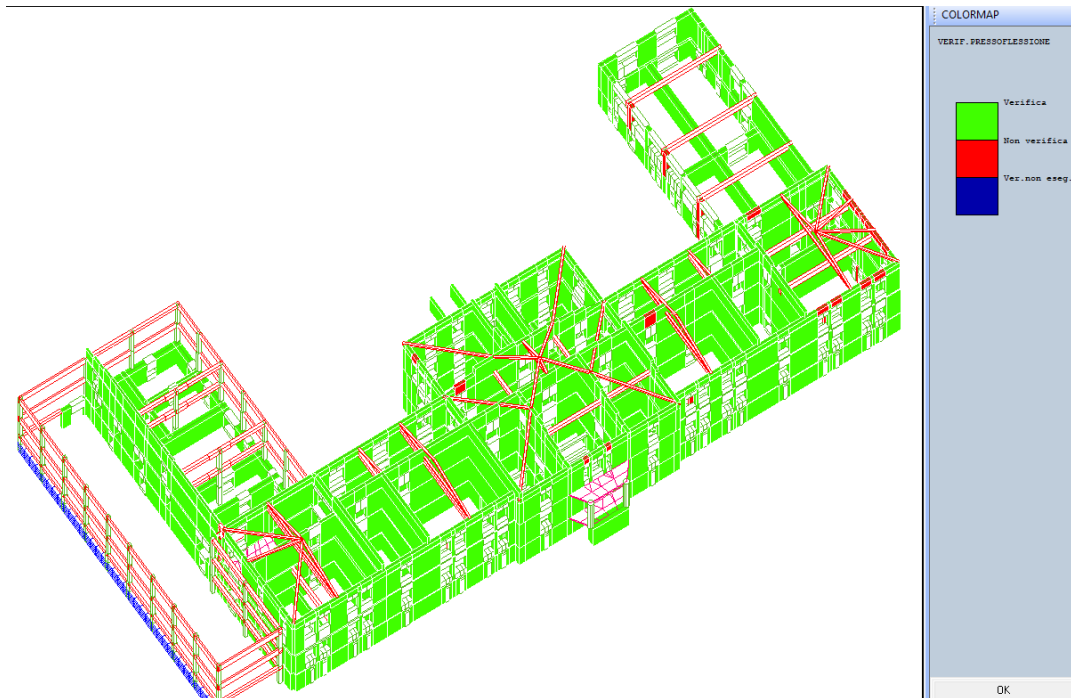


Figura 65 - Colormap verifica statica con  $\gamma_M = 3$

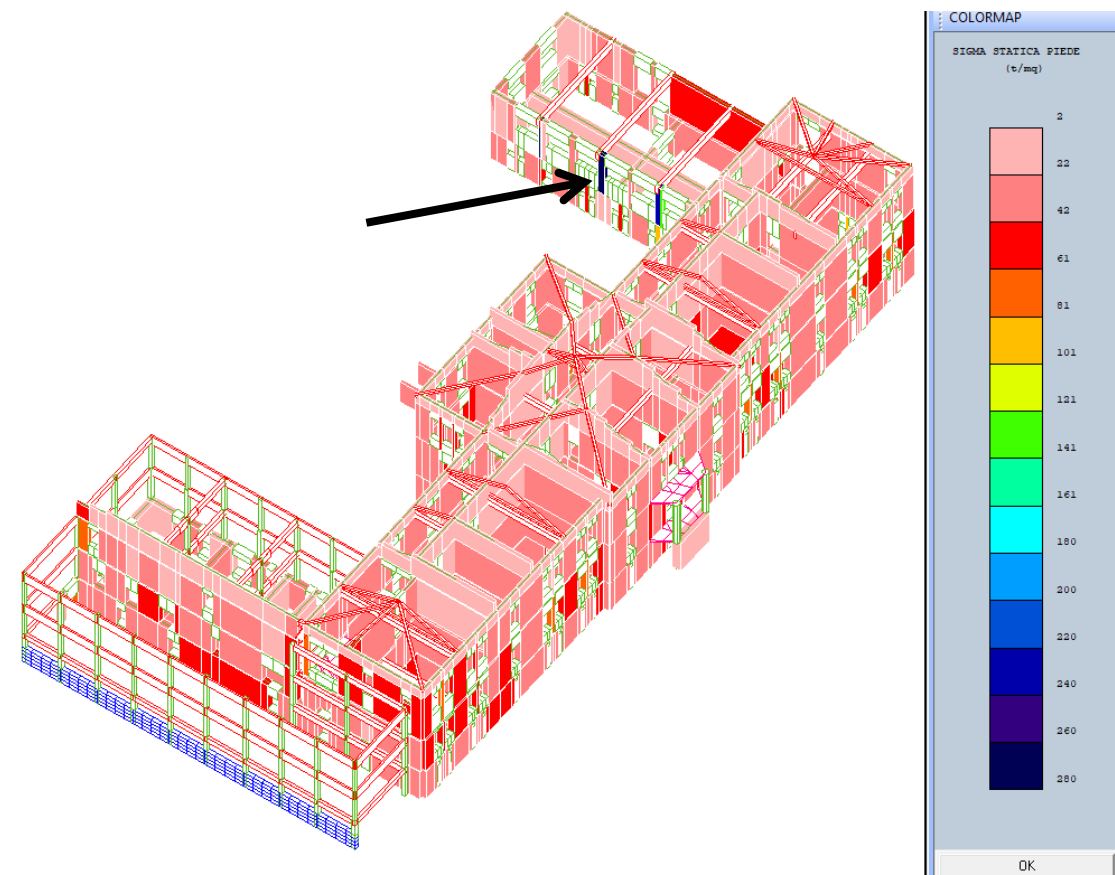


Figura 66 - Colormap tensioni di compressione con combinazione statica finalizzata all'analisi statica

Dalle immagini sopra si nota che l'analisi, con coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 3$ , evidenzia gli stessi "segnali di sofferenza ai carichi statici" visti in precedenza; in sostanza il fabbricato, come già detto, non presenta quadri fessurativi tali da far pensare che sia sopraggiunto tale stato limite ma una indagine più accurata relativa alle caratteristiche di resistenza della muratura, ed in particolare si fa riferimento al piano rialzato della palestra, potrebbe escludere queste problematiche. In caso contrario gli elementi segnalati come carenti ai carichi gravitazionali andranno rinforzati in caso di progetto di consolidamento.

### 7.1.3 - Analisi modale

Nell'immagine sottostante si riportano le caratteristiche modali del modello globale corpi A+B: le prime due deformate confermano i differenti comportamenti deformativi dei due corpi di fabbrica.

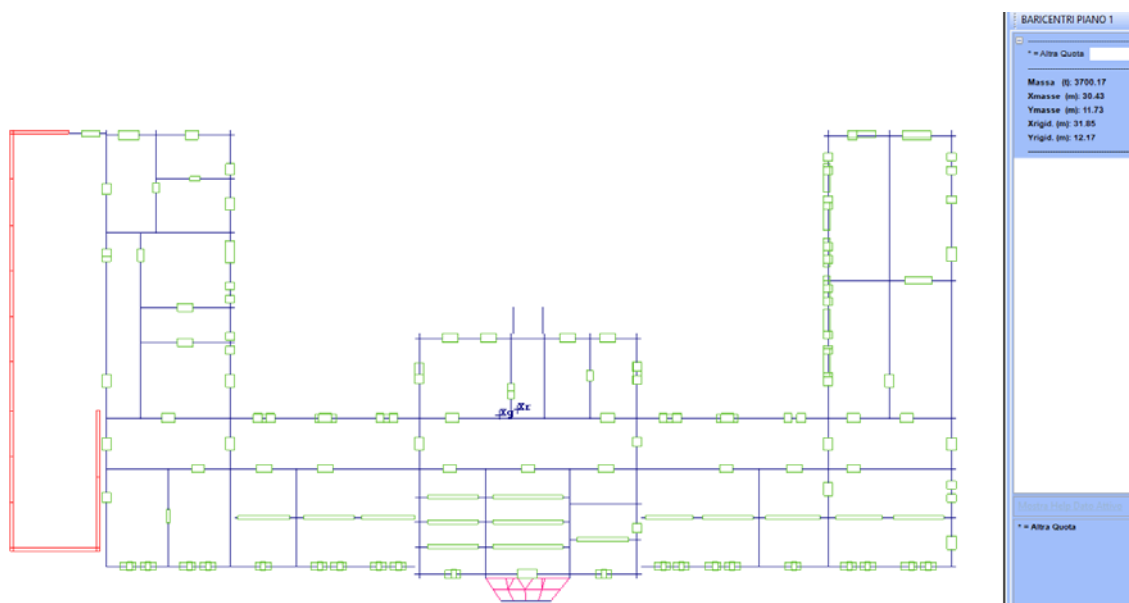


Figura 67 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano primo (piano n°1)

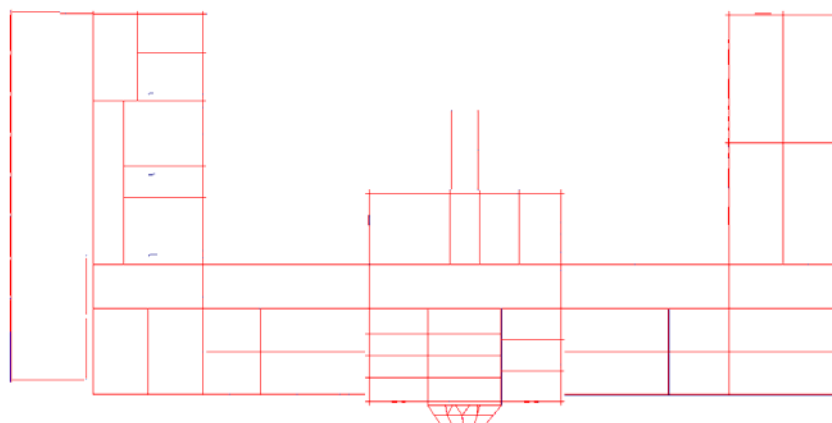


Figura 68 - Modo di vibrare 1 – piano sismico 1 (in blu la configurazione della struttura deformata)

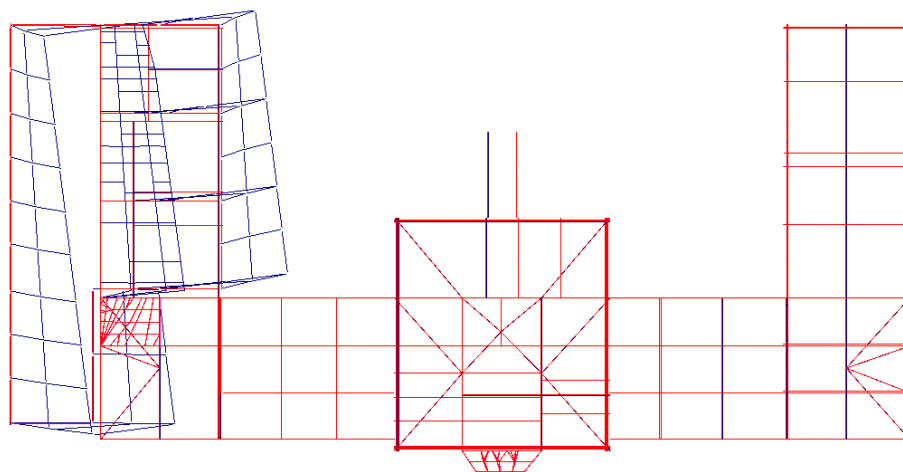


Figura 69 - Modo di vibrare 1 – piani sismici 2 e 3 (in blu la configurazione della struttura deformata)

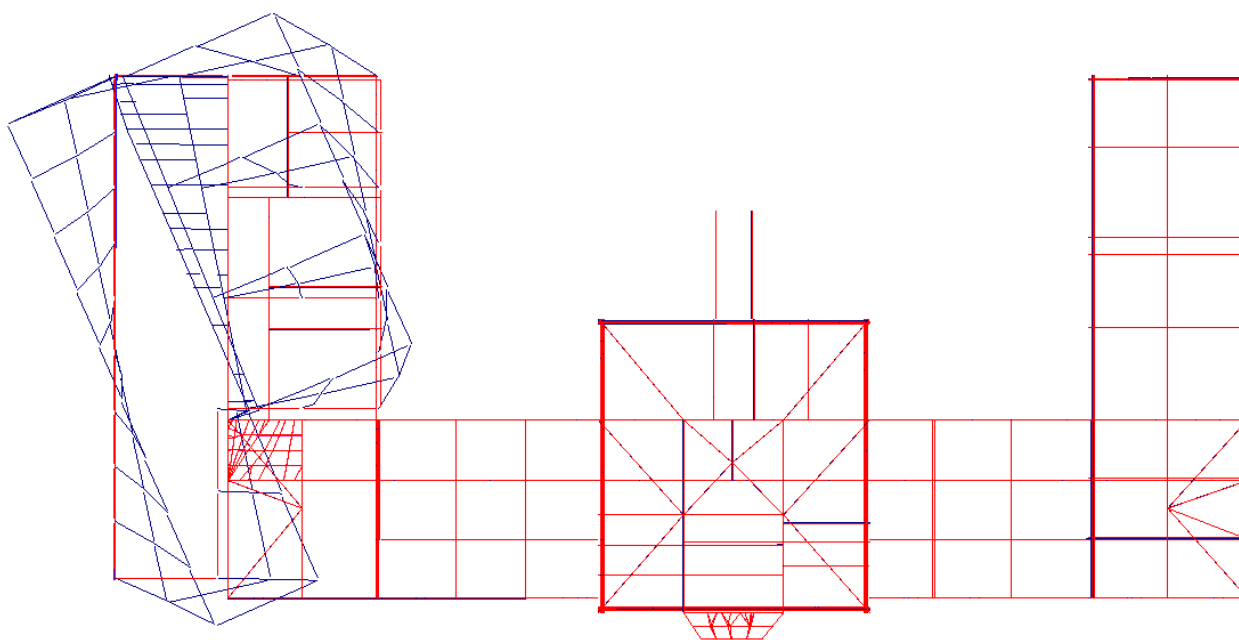


Figura 70 - Modo di vibrare 2 (in blu la configurazione della struttura deformata)

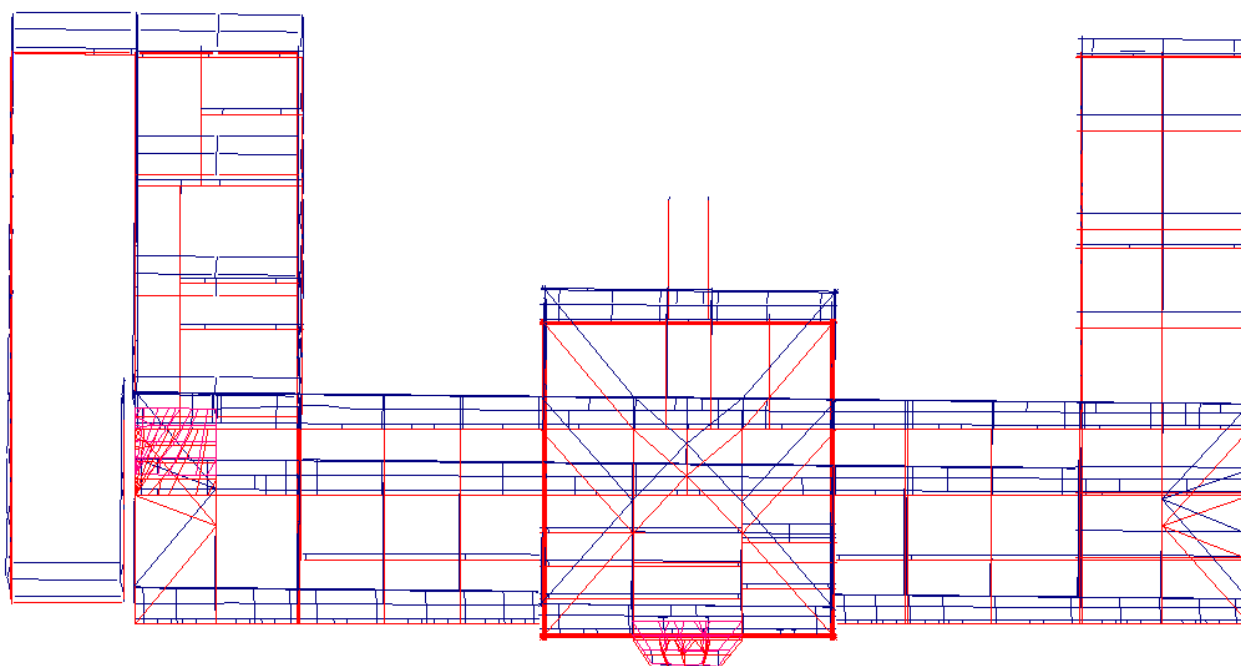
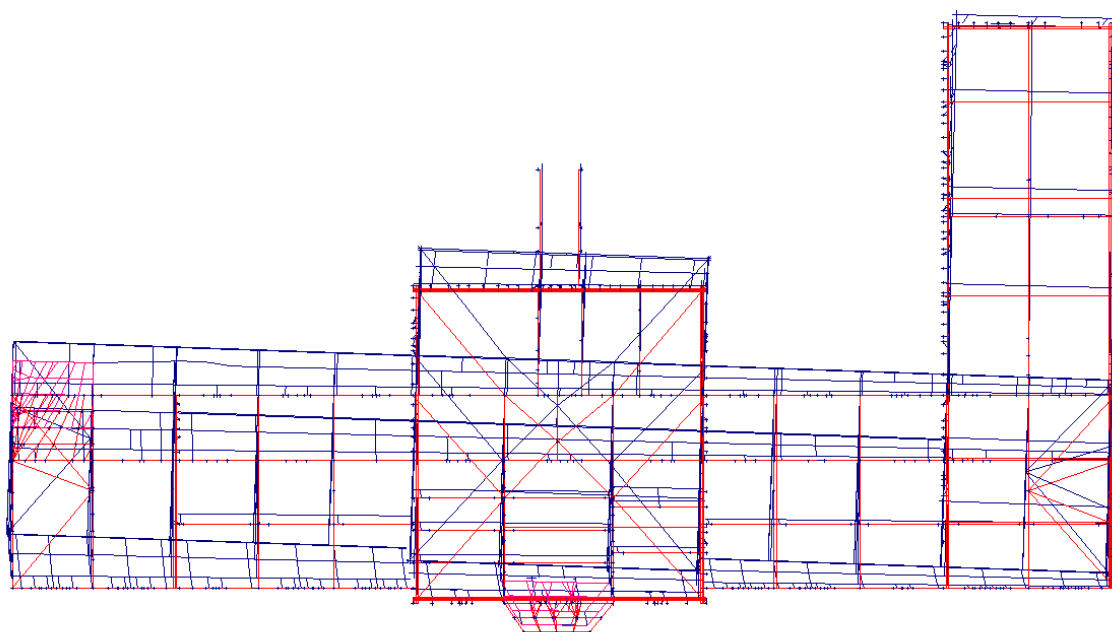


Figura 71 - Modo di vibrare 3 (in blu la configurazione della struttura deformata)

Di seguito le caratteristiche modali del **corpo A (US1A)**:

Il primo modo di vibrare è in direzione Y ed è principalmente traslazionale:



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Figura 72 - Modo di vibrare in direzione Y: modo 1 (in blu la configurazione della struttura deformata)

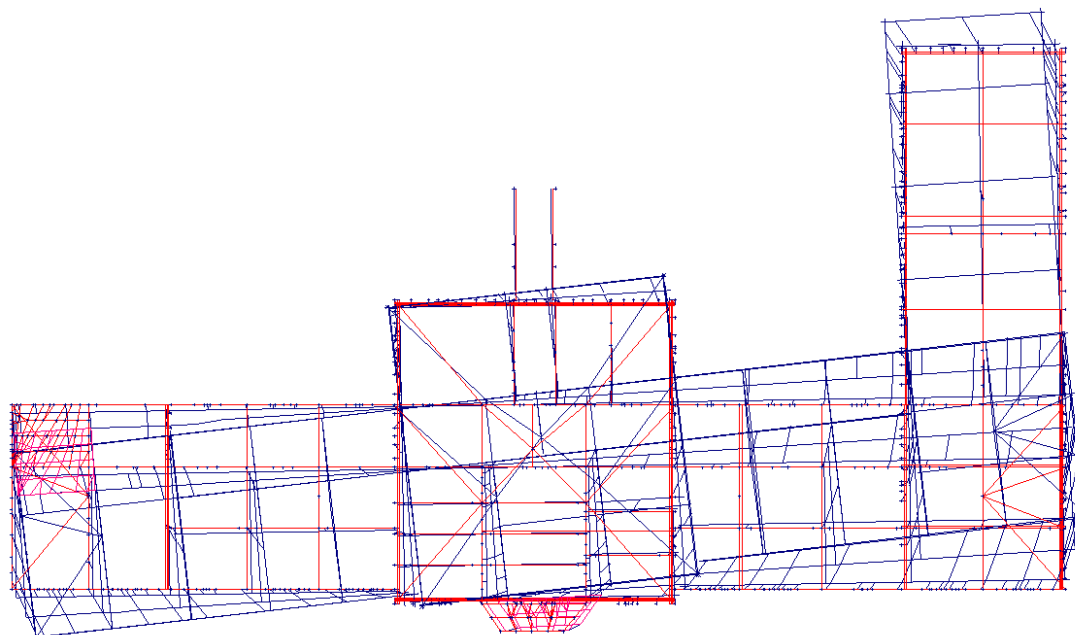


Figura 73 - Modo di vibrare rotazionale: modo 2 (in blu la configurazione della struttura deformata)

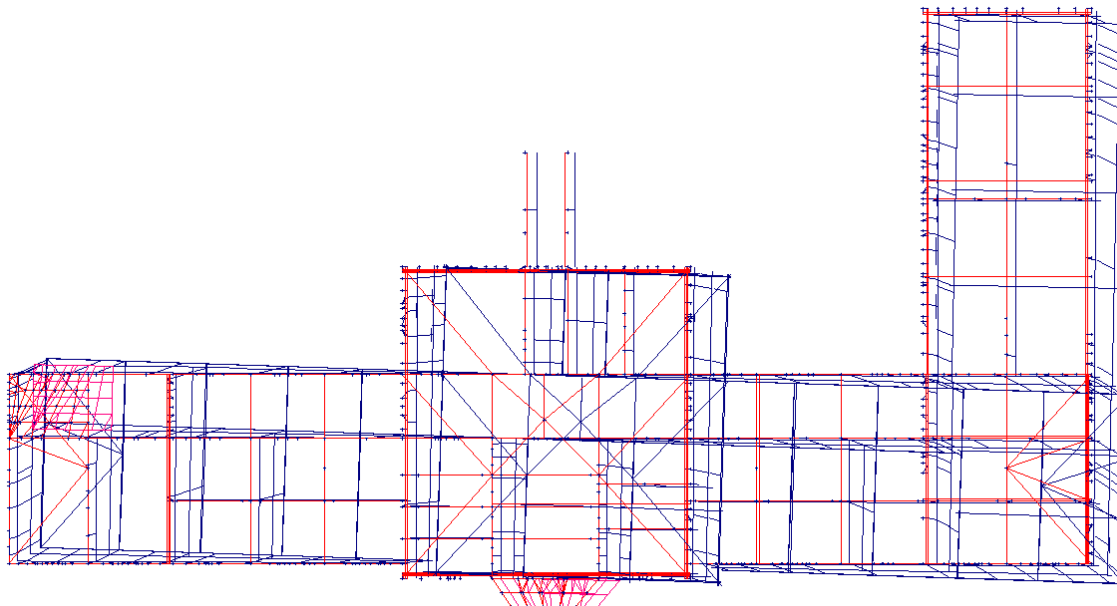


Figura 74 - Modo di vibrare in direzione X: modo 3 (in blu la configurazione della struttura deformata)

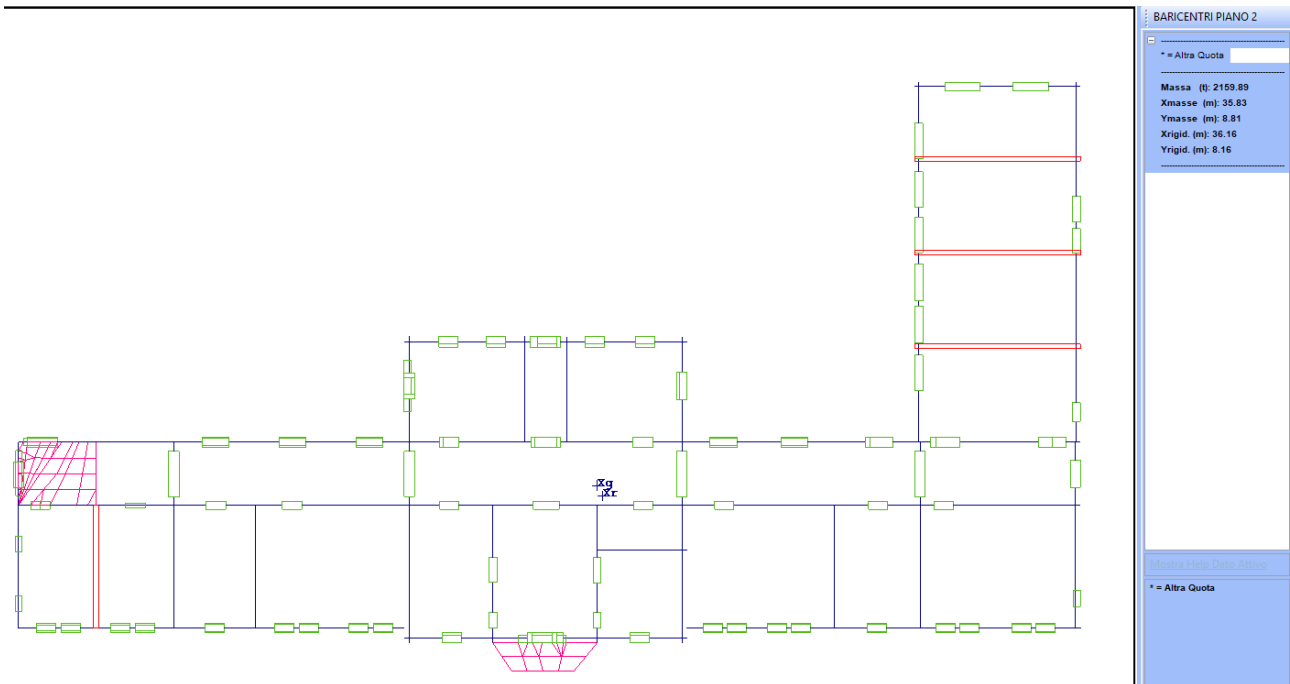


Figura 75 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano primo (piano n°2)

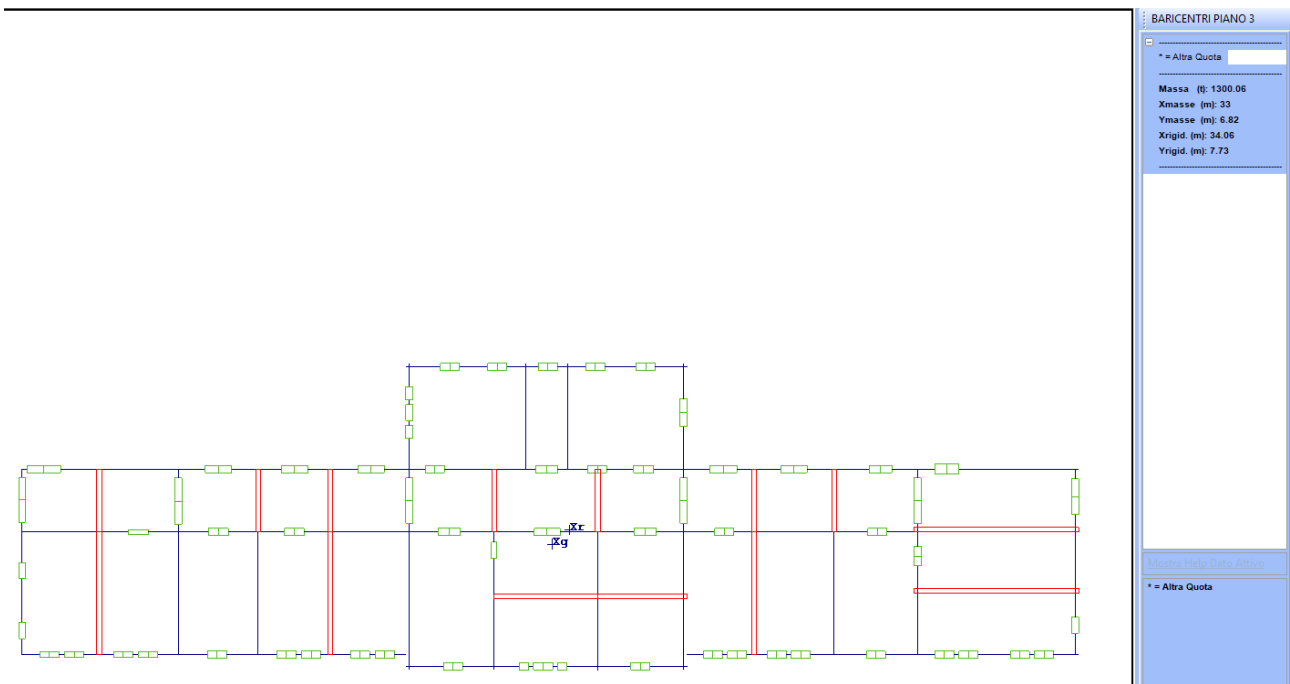


Figura 76 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano copertura (piano n°3)

Ing. Matteo Mari - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)**BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE**

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE							RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI					
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Spianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	RigTors. (t*m)	r / ls
2	8,21	2159,90	35,83	8,82	36,16	8,16	0,33	-0,65	34,70	65,79	651711	472589	214478512	
3	12,40	1300,07	33,01	6,82	34,07	7,74	1,06	0,92	18,97	65,79	403339	264235	99113904	

**VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO**

Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X					DIREZIONE Y				
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta
2	8,21	2159,90	-28,2	1760,91	2,83	621457	-53,4	0,003	1606,82	3,67	438014	-67,7	0,004
3	12,40	1300,07	-39,8	817,25	2,14	381621	-38,6	0,002	809,81	3,41	237195	-45,8	0,003

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

## 7.2 – Strutture in c.a.

### 7.2.1 – Corpo B

#### 7.2.1.1 – Regolarità

La struttura presenta una pianta non simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali in relazione alle distribuzioni delle masse e delle rigidità con presenza di rientranza/sporgenza.

I sistemi resistenti verticali non si estendono per tutta l'altezza della costruzione.

Pertanto l'edificio si può considerare **NON REGOLARE NE' IN PIANTA, NE' IN ELEVAZIONE.**

#### 7.2.1.2 – Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica

Preliminarmente all'analisi sismica come buona norma è stata verificata la sicurezza della struttura durante il suo servizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri e i carichi permanenti presi con il loro valore nominale e i carichi accidentali moltiplicati per il valore  $\psi_{2j}$  (tab. 2.5.I delle NTC 2008).

	1
1. PESO PROPRIO	1.0
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.0
3. Var.Amb.affol.	.6
4. Var.Neve h<=1000	0.0
5. Var.Coperture	0.0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0

Figura 77 - Combinazione di carico utilizzata per l'analisi statica finalizzata all'analisi sismica

Lo scopo della presente analisi è quello di valutare la resistenza degli elementi strutturali assicurandosi la non sussistenza di situazioni di "sofferenza", soprattutto nei confronti dei meccanismi fragili di taglio.



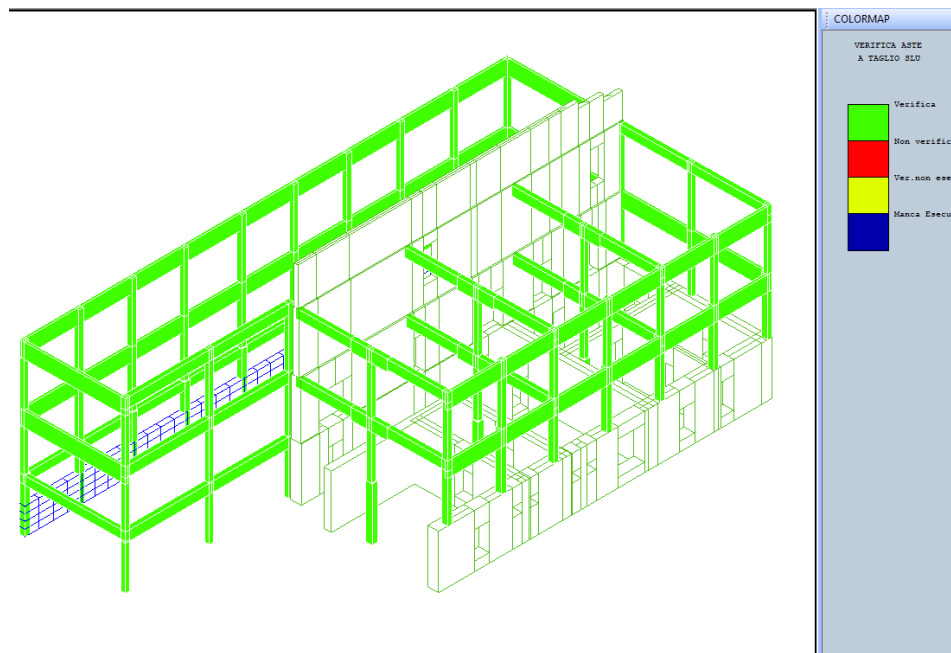


Figura 78 - Colormap verifica a taglio con combinazione statica finalizzata all'analisi sismica

Come è possibile constatare le verifiche a taglio sono soddisfatte in tutti gli elementi strutturali principali.

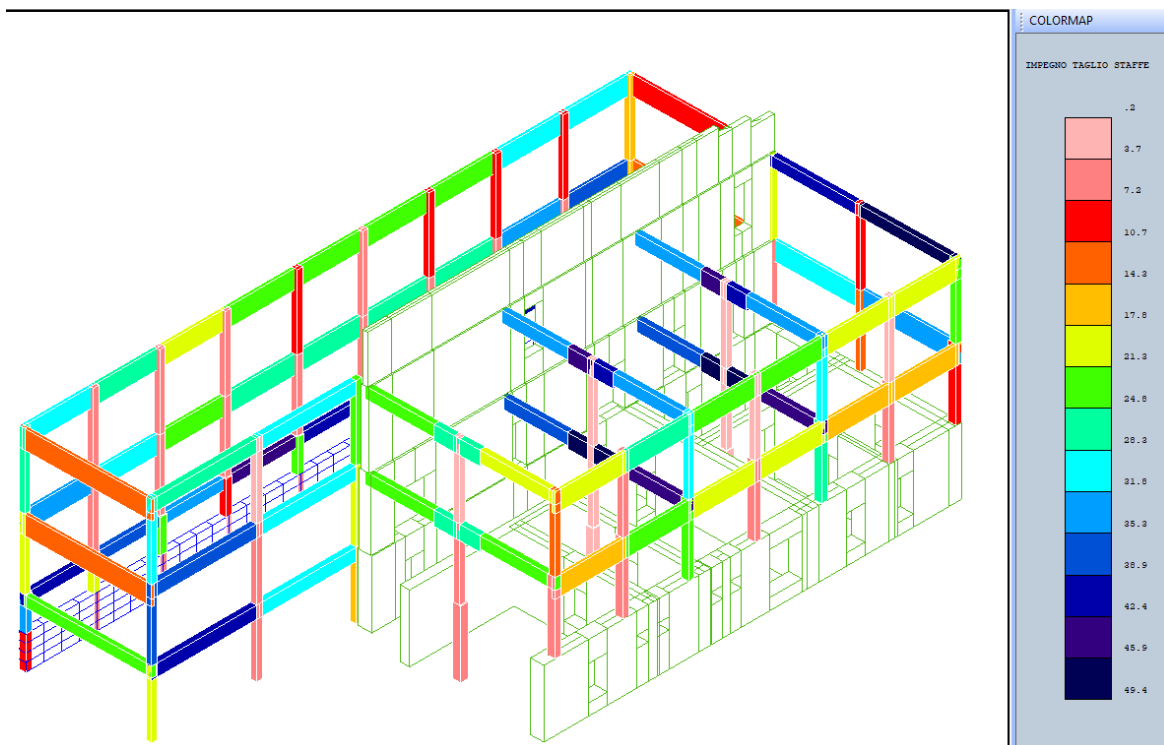


Figura 79 - Colormap dell'impegno a taglio delle staffe

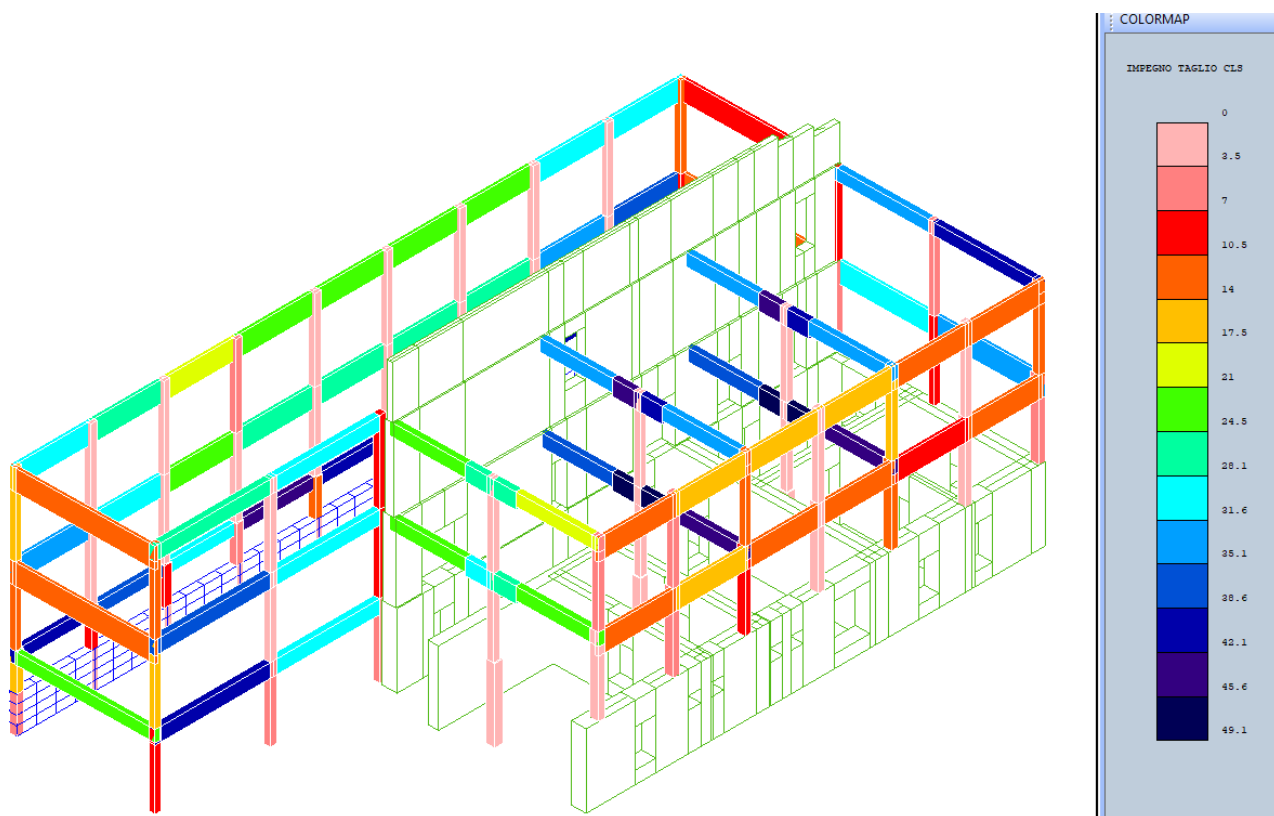


Figura 80 - Colormap dell'impegno a taglio del calcestruzzo

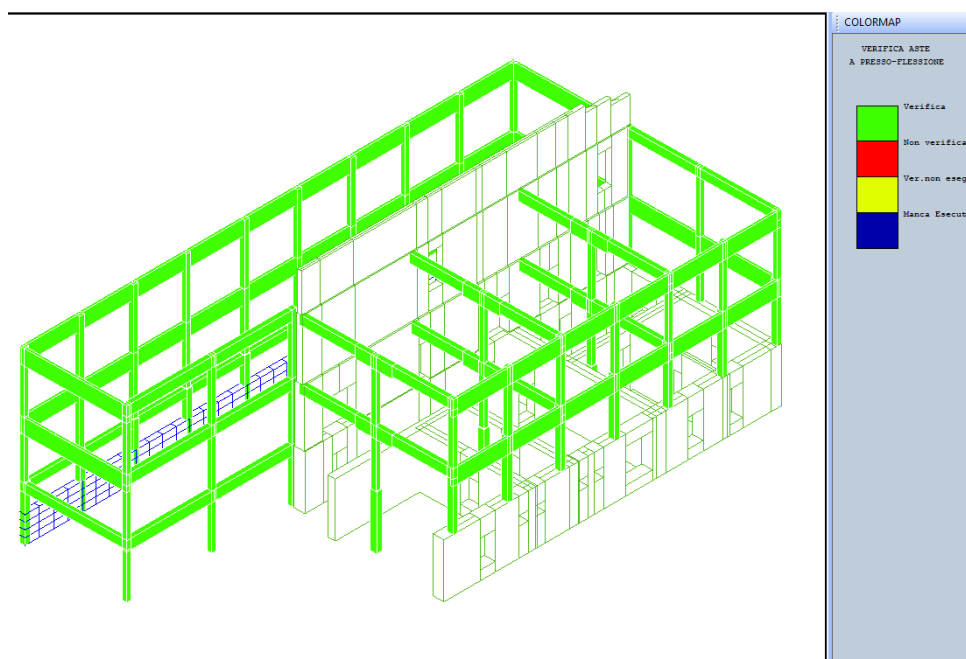


Figura 81 - Colormap verifica a presso-flessione con combinazione statica finalizzata all'analisi sismica

### 7.2.1.3 - Valutazione dell'idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio

Di seguito si riporta la verifica dell'idoneità statica della struttura finalizzata alle condizioni di esercizio, verificando che, come riportato nel paragrafo 4.1.2.2.5.1 delle NTC 2008, la tensione massima di compressione del calcestruzzo  $\sigma$  rispetti la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Nonostante questa verifica venga indicata dalla norma **solo per le nuove costruzioni**, per quelle esistenti appare significativa ed utile se finalizzata a valutare lo stato di compressione degli elementi ante evento sismico, dal momento che la combinazione SLE quasi permanente (2.5.4 NTC08) coincide con quella statica di base (carichi permanenti presi con il loro valore unitario e gli accidentali moltiplicati per il coefficiente  $\psi_{2j}$ ).

Tale dato diventa significativo in quanto, in presenza di un elemento particolarmente sollecitato a compressione, la ridotta risorsa di duttilità dello stesso indotta dall'eccesso della compressione, ridurrebbe complessivamente anche la capacità di spostamento globale della struttura.

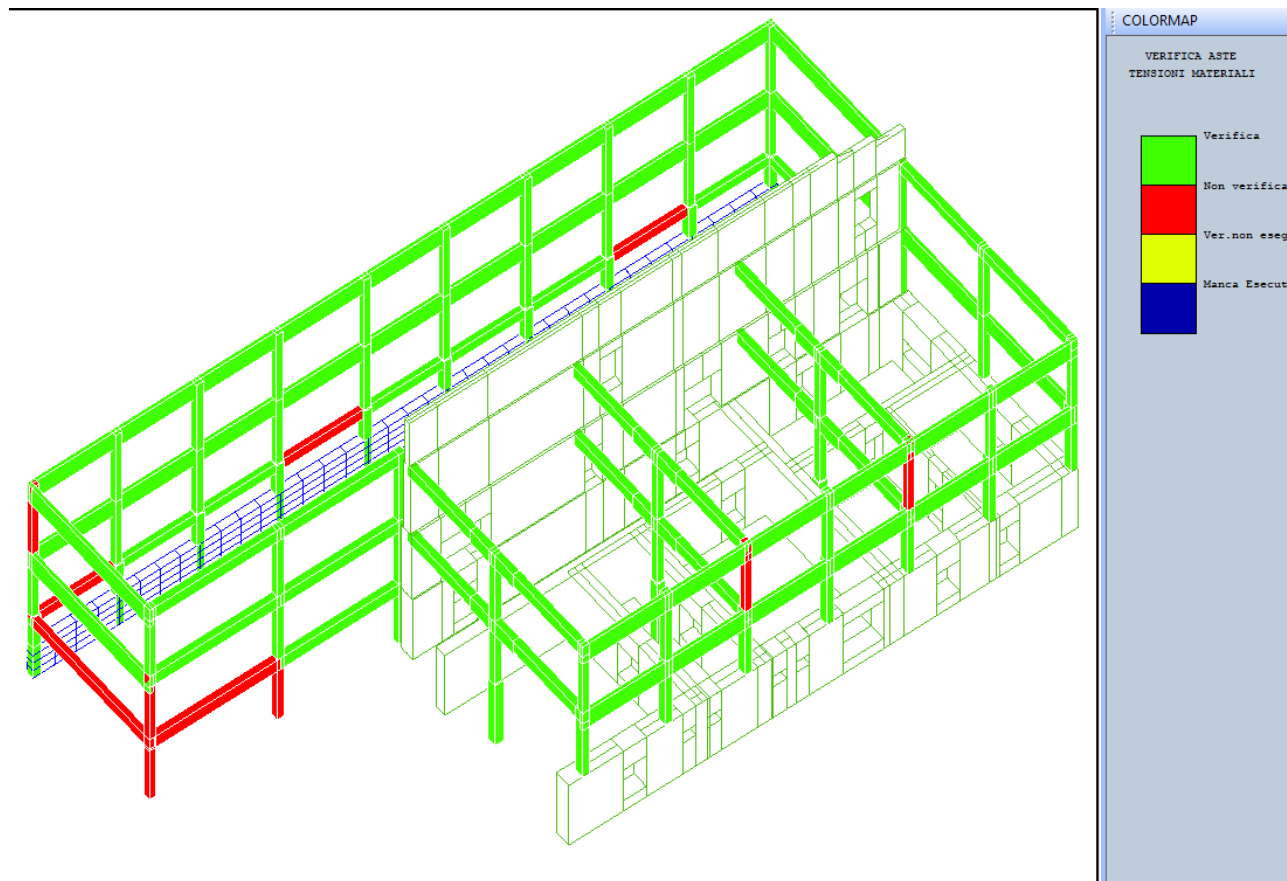


Figura 82 - Colormap verifica idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio

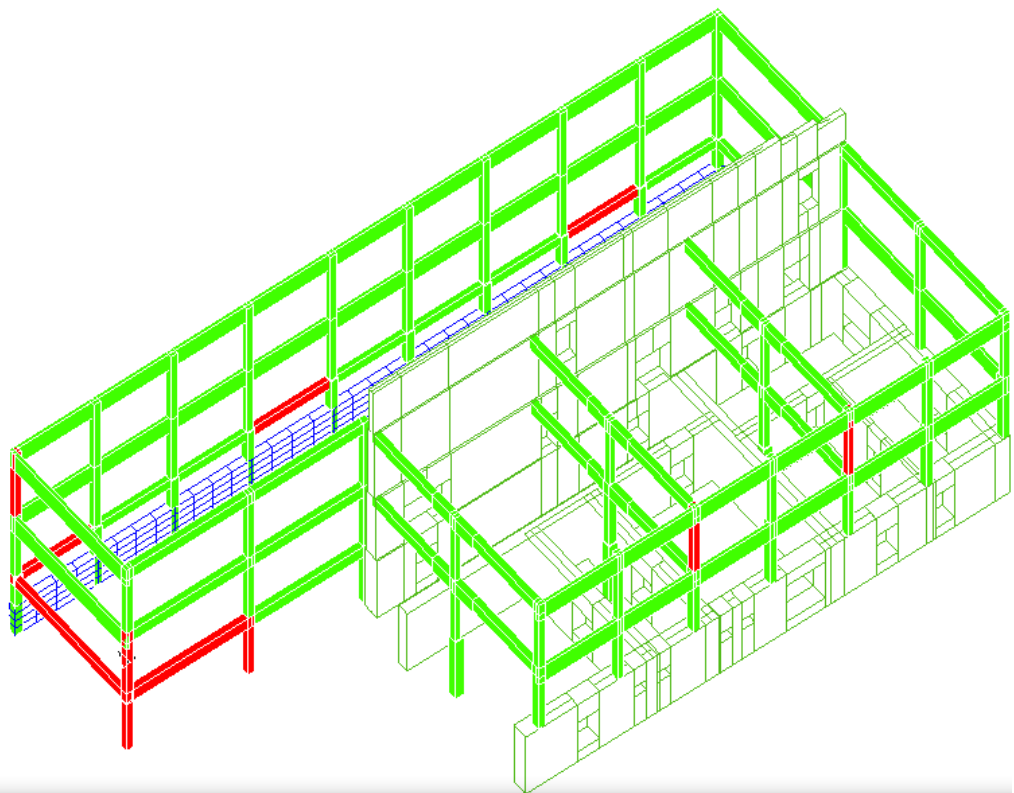
Nel caso specifico, particolare attenzione posta su alcuni pilastri in cui le tensioni superano il limite prescritto dalla norma.

In uno di questi, un pilastro del vano scala principale, la modellazione ha evidenziato valori di tensione agente (58.7 kg/cm<sup>2</sup>) che superano il valore limite prescritto (49 kg/cm<sup>2</sup>).

Tale segnale indica come l'edificio potrebbe avere delle limitate risorse in duttilità a causa di un significativo valore del carico assiale che già in condizioni statiche impegna in maniera significativa gli elementi resistenti verticali.

Infatti si ricorda che al di sopra di un certo livello di compressione si hanno effetti negativi in quanto si verifica una riduzione di duttilità e un più rapido collasso. La presenza di tensioni di compressione fa sì che la zona compressa della sezione sia più estesa e che siano maggiori le deformazioni del cls.

Perciò, la rottura ed il degrado del nucleo di cls insieme all' espulsione del copriferro avvengono per più bassi livelli di spostamento con conseguente riduzione di resistenza.



PILASTRI																							
FESSURAZIONE											FRECCHE		TENSIONI										
Filo	Quota	Tra	Combi	Fessu.	mm	dist	Con	Com	Mf X	Mf Y	N	Frecce	mm	Com	Combinaz	σ lim.	σ cal.	Co	Comb	Mf X	Mf Y	N	
In fi	In fi	luc	Caric	lim	cal	mm	cio	bin	(t'm)	(t'm)	(t)	limite	calc	bin	Carico	Kg/cmq	Kg/cmq	nc		(t'm)	(t'm)	(t)	
113	3,50		Rara				5	1	-2,3	0,4	-21,5					Rara cls	66,0	62,9	5	1	-2,6	0,3	-23,5
113	7,20		Freq	0,4	0,000	0	5	1	-2,3	0,4	-21,5					Rara cls	1000	1100	5	1	-2,6	0,3	-23,5
			NO VERIF	Perm	0,3	0,000	0	5	1	-2,3	0,4	-21,0				Perm cls	49,0	58,7	5	1	-2,3	0,4	-21,0

Figura 83 - Risultati verifica tensioni su un pilastro d' angolo al secondo livello

### 7.2.1.4 - Valutazione dell'idoneità statica - $\gamma_g = 1.00 + \gamma_q = 1.00$

Di seguito si riporta la verifica dell'idoneità statica della struttura finalizzata alle condizioni di esercizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri, i carichi permanenti e i carichi accidentali presi con il loro valore nominale.

	<b>1</b>
1. PESO PROPRIO	1
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1
3. Var.Amb.affol.	1
4. Var.Neve $h \leq 1000$	1
5. Var.Coperture	0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1

Lo scopo della presente analisi è quello di valutare la resistenza degli elementi strutturali assicurandosi la non sussistenza di situazioni di "sofferenza".

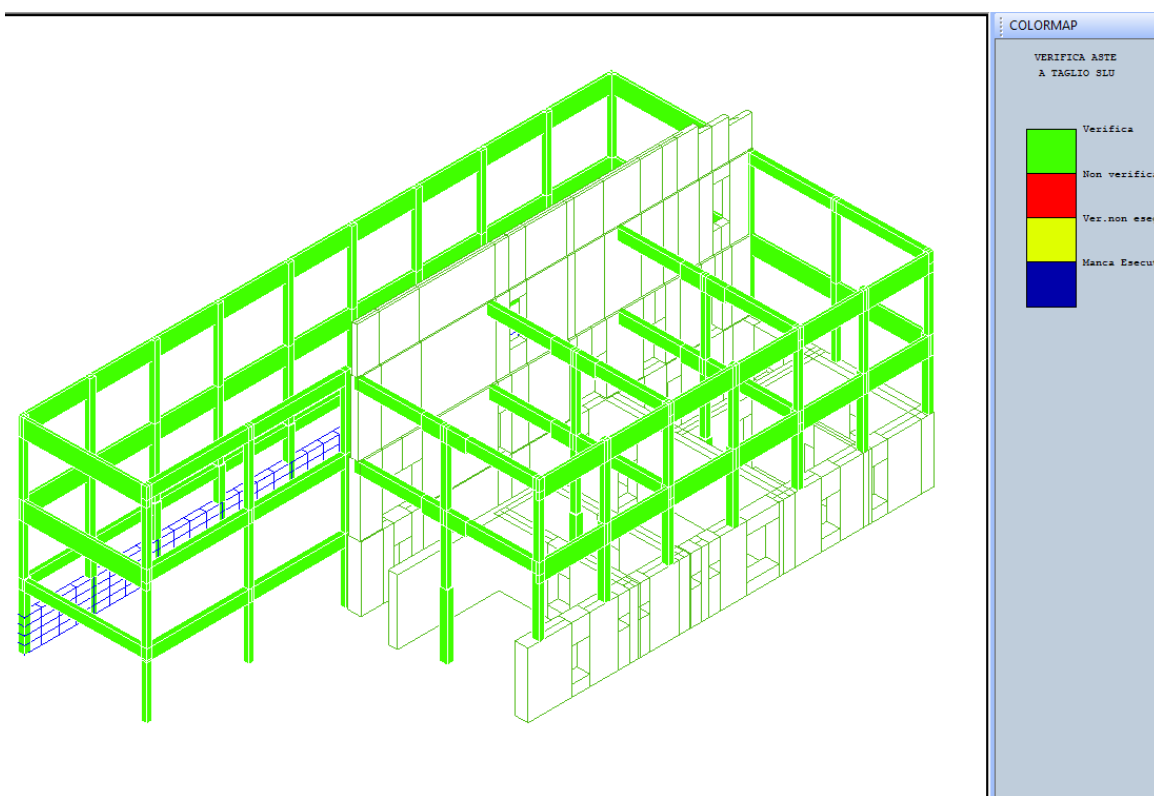


Figura 84 - Colormap verifica a taglio con combinazione statica rara

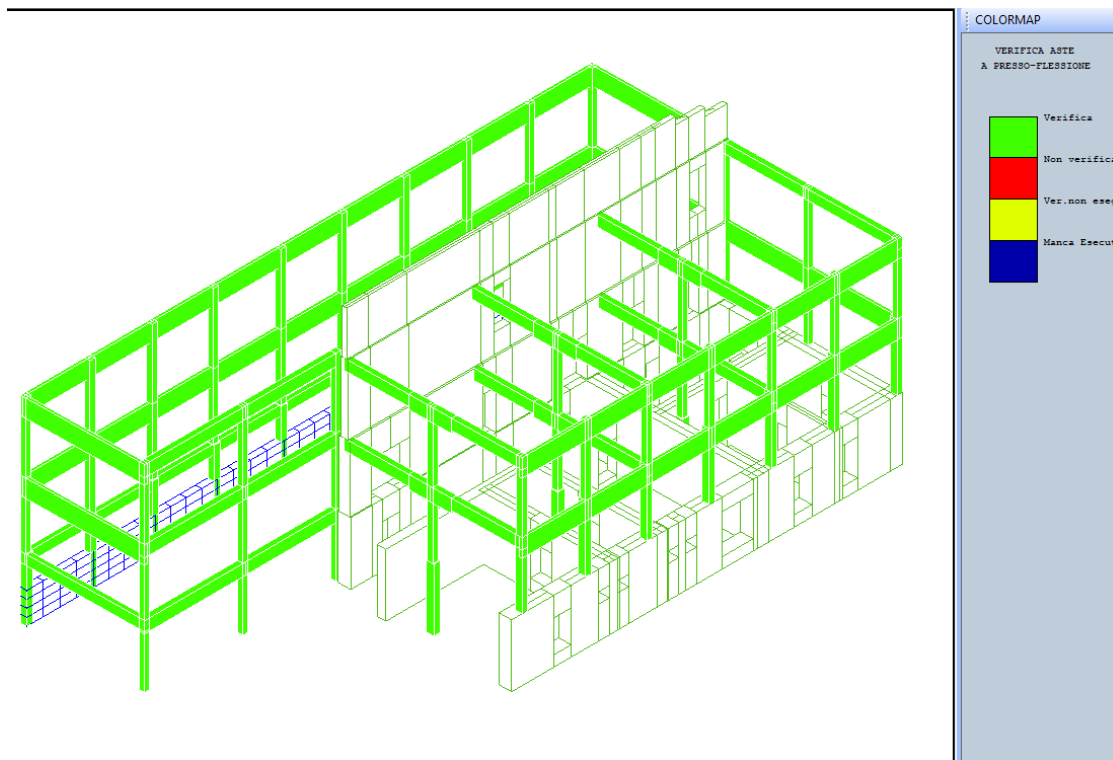


Figura 85 - Colormap verifica a presso-flessione con combinazione statica rara

Dalle immagini sopra si evidenzia che non sono presenti elementi con “*segnali di sofferenza ai carichi statici*” di esercizio, ed infatti il fabbricato non presenta quadri fessurativi tali da far pensare che sia sopraggiunto tale stato limite.

### 7.2.1.5 - Analisi modale

È stata eseguita un’analisi modale considerando il calcestruzzo non fessurato.

Il periodo proprio di vibrazione della struttura è pari a 0,678s.

#### PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	9,270	0,67779	5,0	0,199	0,255	0,425	0,425	0,748	0,748	1	0,004552	-,000319	0,000129
										2	0,037076	-,000505	0,000808
										3	0,069168	-,000498	0,001352
2	14,680	0,42801	5,0	0,248	0,315	0,487	0,487	0,841	0,841	1	0,005970	-,000707	0,000268
										2	0,038110	-,001015	0,002118
										3	0,061592	-,000749	0,003845
3	23,169	0,27119	5,0	0,248	0,315	0,487	0,487	0,841	0,841	1	0,005275	0,004899	-,000198
										2	-,008616	0,024044	-,000264
										3	0,006426	0,042024	0,000202
4	27,350	0,22974	5,0	0,248	0,315	0,487	0,487	0,841	0,841	1	0,013067	-,000143	0,000346
										2	0,061320	0,002527	0,001245
										3	-,045630	0,005081	-,001168
5	39,159	0,16045	5,0	0,232	0,292	0,452	0,452	0,740	0,740	1	0,014234	-,001303	0,000689
										2	0,052205	0,000600	0,003313
										3	-,037145	0,002196	-,002269
6	57,742	0,10882	5,0	0,190	0,240	0,403	0,403	0,611	0,611	1	0,040987	0,013702	-,001329
										2	0,010030	0,029640	0,000367
										3	-,000963	-,024796	-,000010
7	61,871	0,10155	5,0	0,184	0,232	0,396	0,396	0,593	0,593	1	0,068892	0,002575	0,001925
										2	-,017462	0,017454	-,000600
										3	0,005194	-,012093	0,000194
8	80,607	0,07795	5,0	0,165	0,208	0,374	0,374	0,534	0,534	1	0,039654	-,007544	0,002880
										2	-,009347	0,005926	-,000621
										3	0,002134	-,002259	0,000145
9	91,265	0,06885	5,0	0,158	0,199	0,365	0,365	0,512	0,512	1	0,008505	0,034555	0,000492
										2	-,000152	-,015161	-,000018
										3	-,000182	0,004365	-,000007

Ing. Matteo Mari - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)**FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.**

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata (t): 1572.26			Massa totale (t): 1572.26			Rapporto: .99			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	27,463	100,00	754,21	47,97	1	13,85	-1,15	149,40	218,59
					2	117,76	-1,22	1026,32	319,63
					3	189,09	-0,03	1451,82	388,11
2	8,906	32,43	79,32	5,05	1	-0,27	1,02	-80,89	
					2	11,48	0,52	-442,93	
					3	27,42	-1,09	-606,20	
3	1,312	4,78	1,72	0,11	1	0,41	-2,05	12,06	
					2	1,01	-7,53	14,93	
					3	-0,58	-10,43	-9,82	
4	12,870	46,86	165,63	10,53	1	23,75	1,43	224,02	
					2	110,28	9,19	903,76	
					3	-53,37	11,31	-530,91	
5	4,972	18,10	24,72	1,57	1	1,37	0,56	-101,20	
					2	17,50	-1,99	-322,37	
					3	-7,69	-1,19	187,91	
6	7,225	26,31	52,20	3,32	1	23,87	-23,96	365,92	
					2	-3,57	-42,66	-65,01	
					3	0,74	27,99	9,42	
7	16,428	59,82	269,87	17,16	1	120,18	23,45	1221,60	
					2	-16,47	55,19	-292,83	
					3	3,16	-30,32	61,84	
8	14,912	54,30	222,37	14,14	1	90,67	13,92	-805,09	
					2	-9,32	-15,63	147,67	
					3	1,73	4,77	-26,81	
9	1,492	5,43	2,23	0,14	1	0,86	-13,28	-1,66	
					2	-0,06	4,07	-0,51	
					3	0,01	-0,92	0,03	

**FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.**

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata (t): 1572.26			Massa totale (t): 1572.26			Rapporto: .99			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,205	0,65	0,04	0,00	1	-0,10	0,01	-1,11	116,49
					2	-0,88	0,01	-7,66	170,33
					3	-1,41	0,00	-10,83	206,82
2	0,105	0,34	0,01	0,00	1	0,00	0,01	-0,95	
					2	0,14	0,01	-5,22	
					3	-0,32	-0,01	-7,15	
3	31,311	100,00	980,37	62,35	1	-9,82	48,87	-287,75	
					2	-24,00	179,71	-356,28	
					3	13,82	248,82	234,36	
4	3,500	11,18	12,25	0,78	1	6,46	0,39	60,93	
					2	29,99	2,50	245,80	
					3	-14,52	3,08	-144,39	
5	1,169	3,73	1,37	0,09	1	-0,32	-0,13	23,80	
					2	-4,11	0,47	75,81	
					3	1,81	0,28	-44,19	
6	13,270	42,38	176,10	11,20	1	-43,84	44,01	-672,07	
					2	6,56	78,35	119,41	
					3	-1,35	-51,40	-17,31	
7	7,427	23,72	55,16	3,51	1	54,34	10,60	552,29	
					2	-7,45	24,95	-132,39	
					3	1,43	-13,71	27,96	
8	0,549	1,75	0,30	0,02	1	3,34	0,51	-29,64	
					2	-0,34	-0,58	5,44	
					3	0,06	0,18	-0,99	
9	18,619	59,46	346,66	22,05	1	-10,75	165,73	20,73	
					2	0,74	-50,73	6,32	
					3	-0,13	11,49	-0,35	

Il primo modo di vibrare in direzione X è principalmente traslazionale; il secondo torsionale e il terzo modo traslazionale in direzione Y.

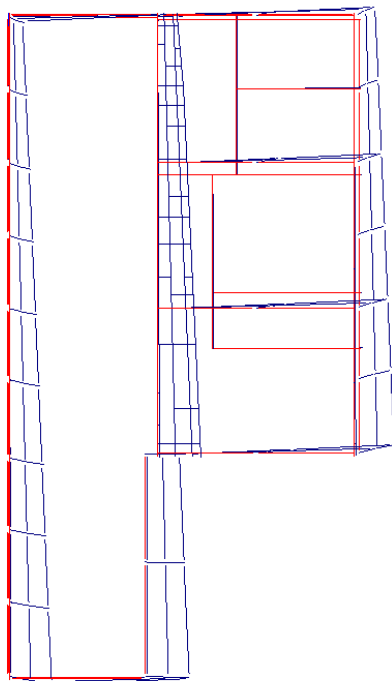


Figura 86 - Modo di vibrare in direzione X: modo 1 (in blu la configurazione della struttura deformata)

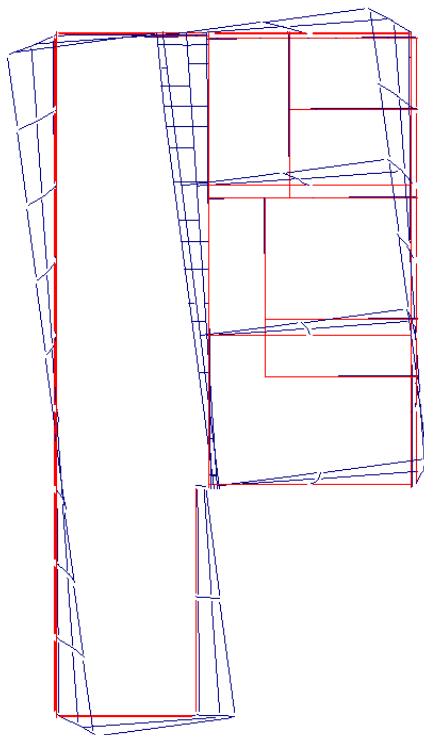


Figura 87 - Modo di vibrare torsionale: modo 2 (in blu la configurazione della struttura deformata)



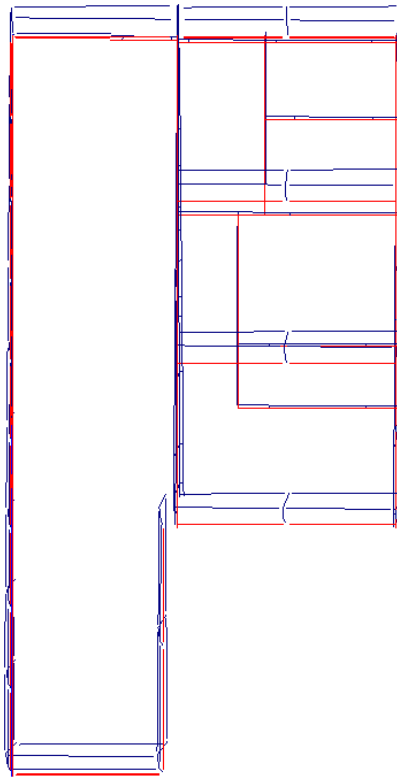


Figura 88 - Modo di vibrare in direzione Y: modo 3 (in blu la configurazione della struttura deformata)

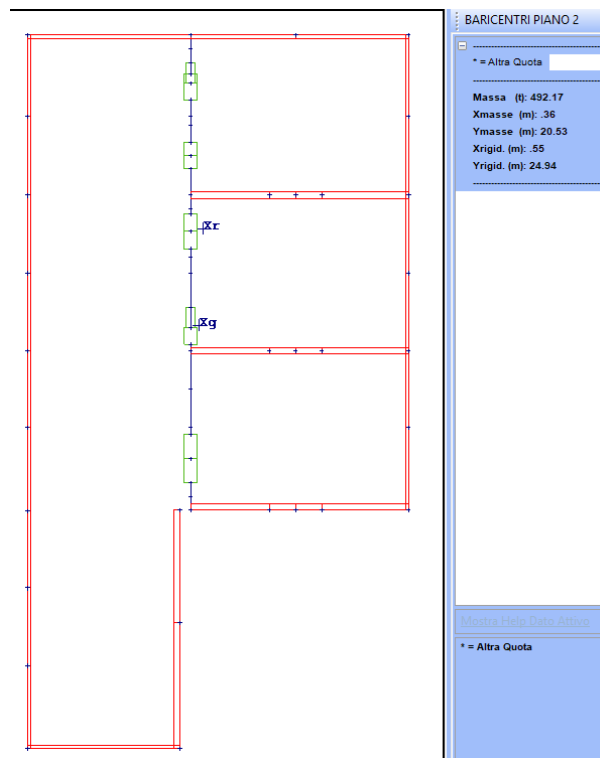


Figura 89 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano secondo (piano n°2)

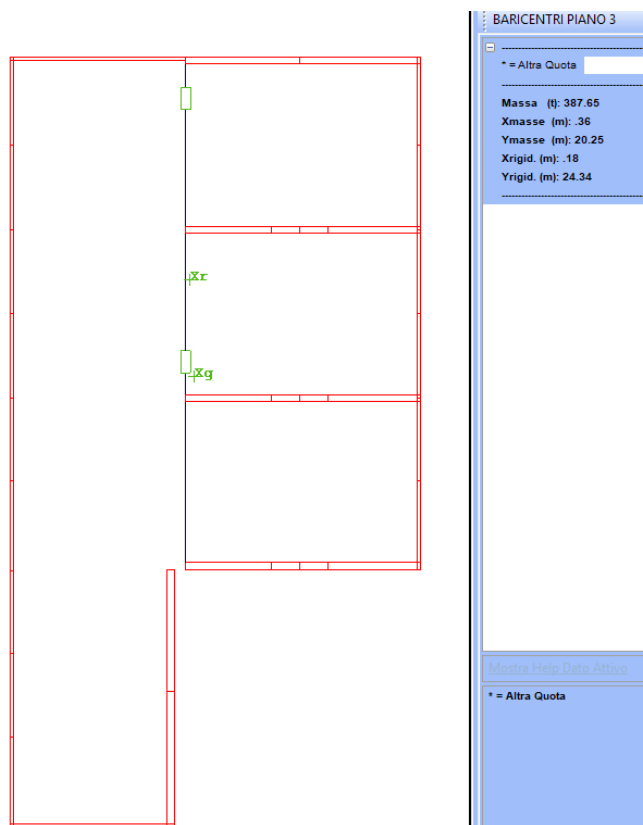


Figura 90 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano terzo (piano n°3)

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

## 7.2.2 - Corpo C

### 7.2.2.1 - Regolarità

Una struttura è considerata regolare in pianta se il baricentro di rigidezza dista al massimo da quello delle masse di una quantità pari al 5% della direzione considerata.

La struttura risulta inscrittibile in un rettangolo circa 10x34m e quindi nel caso in esame risulta:

$$DX_{max} = 10,00 \times 0,05 \approx 0,50m;$$

$$DY_{max} = 34,00 \times 0,05 \approx 1,70 m.$$

Come evidenziato nelle tabelle nei piani 1 e 2 per le due direzioni **questa condizione non è rispettata**.

#### BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE

IDENTIFICATORE		BARICENTRI MASSE E RIGIDENZE						RIGIDENZE FLESSIONALI E TORSIONALI						
PIANO N.ro	QUOTA (m)	PESO (t)	XG (m)	YG (m)	XR (m)	YR (m)	DX (m)	DY (m)	Lpianta (m)	Bpianta (m)	Rig.FleX (t/m)	Rig.FleY (t/m)	RigTors. (t*m)	r / ls
1	4,00	393,52	71,41	19,15	69,32	17,60	-2,08	-1,55	33,90	9,92	42367	297498	7547944	
2	8,80	329,69	71,03	18,93	70,39	18,67	-0,64	-0,26	33,90	9,82	10019	25596	1980402	
3	12,60	302,51	71,32	19,14	71,31	17,79	-0,01	-1,35	33,90	10,18	16475	18608	2732821	
4	14,60	72,59	71,19	18,14	71,32	17,83	0,13	-0,31	19,80	0,00	358845	134199	28273196	

Affinché una struttura possa essere considerata regolare in altezza le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non devono superare il 25 % e la rigidezza non si deve ridurre da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumentare più del 10%.

Come si evince dalla tabella sottostante, la massa si riduce meno del 25% mentre la rigidezza si riduce più del 30% e aumenta più del 10%.

#### VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO

Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X				DIREZIONE Y					
				Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta	Tagliante (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta
1	4,00	393,52	0,0	346,00	10,27	33677	0,0	0,012	349,45	2,43	143836	0,0	0,003
2	8,80	329,69	-16,2	309,69	33,01	9382	-72,1	0,023	331,52	17,41	19040	-86,8	0,012
3	12,60	302,51	-8,2	185,12	12,29	15065	60,6	0,010	219,63	14,12	15553	-18,3	0,010
4	14,60	72,59	-76,0	35,49	0,34	103712	588,4	0,001	43,43	0,87	49916	220,9	0,001

Pertanto l'edificio si può considerare **NON REGOLARE NE' IN PIANTA, NE' IN ELEVAZIONE**.

### 7.2.2.2 - Valutazione dell'idoneità statica finalizzata all'analisi sismica

Preliminarmente all'analisi sismica come buona norma è stata verificata la sicurezza della struttura durante il suo servizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri e i carichi permanenti presi con il loro valore nominale e i carichi accidentali moltiplicati per il valore  $\psi_{2j}$  (tab. 2.5.I delle NTC 2008).

	1
1. PESO PROPRIO	1.0
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1.0
3. Var.Amb.affol.	.6
4. Var.Neve h<=1000	0.0
5. Var.Coperture	0.0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1.0

Figura 91 - Combinazione di carico utilizzata per l'analisi statica finalizzata all'analisi sismica

Lo scopo della presente analisi è quello di valutare la resistenza degli elementi strutturali assicurandosi la non sussistenza di situazioni di "sofferenza", soprattutto nei confronti dei meccanismi fragili di taglio.

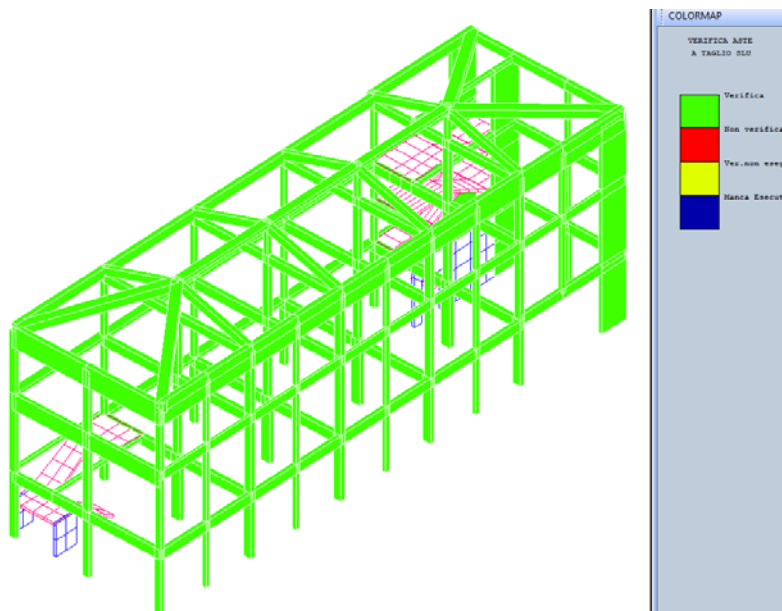


Figura 92 - Colormap verifica a taglio con combinazione statica finalizzata all'analisi sismica

Come è possibile constatare le verifiche a taglio sono soddisfatte in tutti gli elementi strutturali principali.

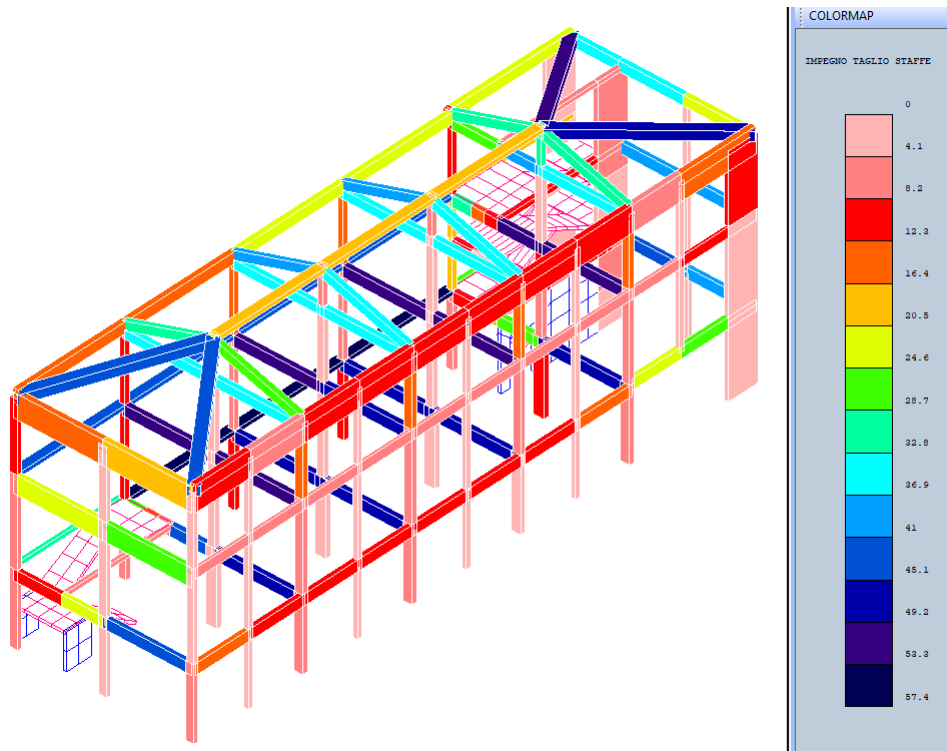


Figura 93 - Colormap dell'impegno a taglio delle staffe

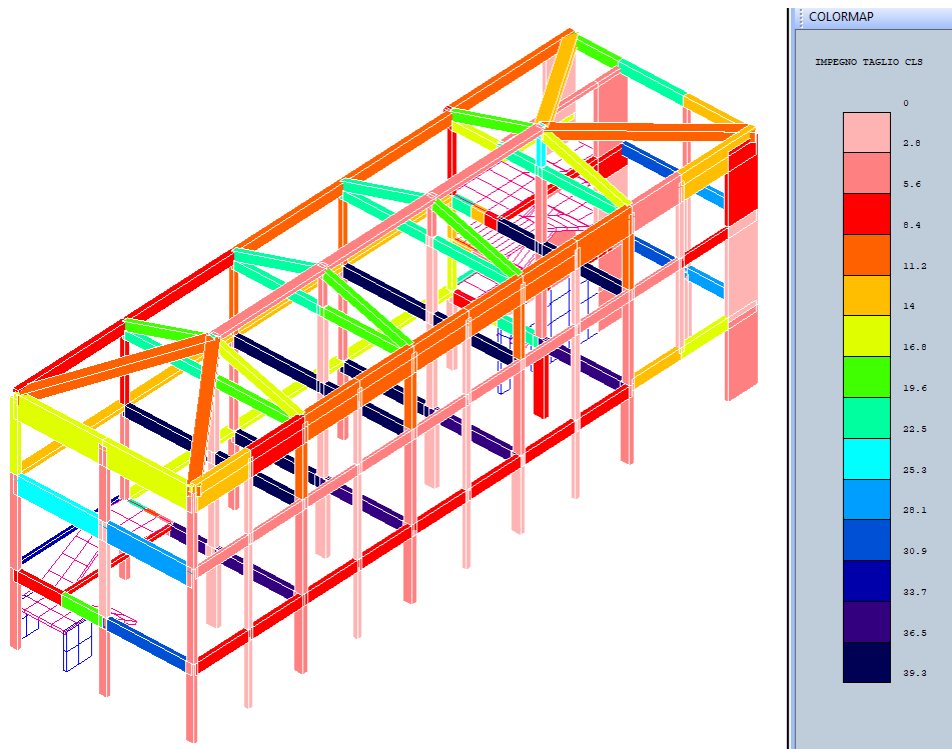


Figura 94 - Colormap dell'impegno a taglio del calcestruzzo

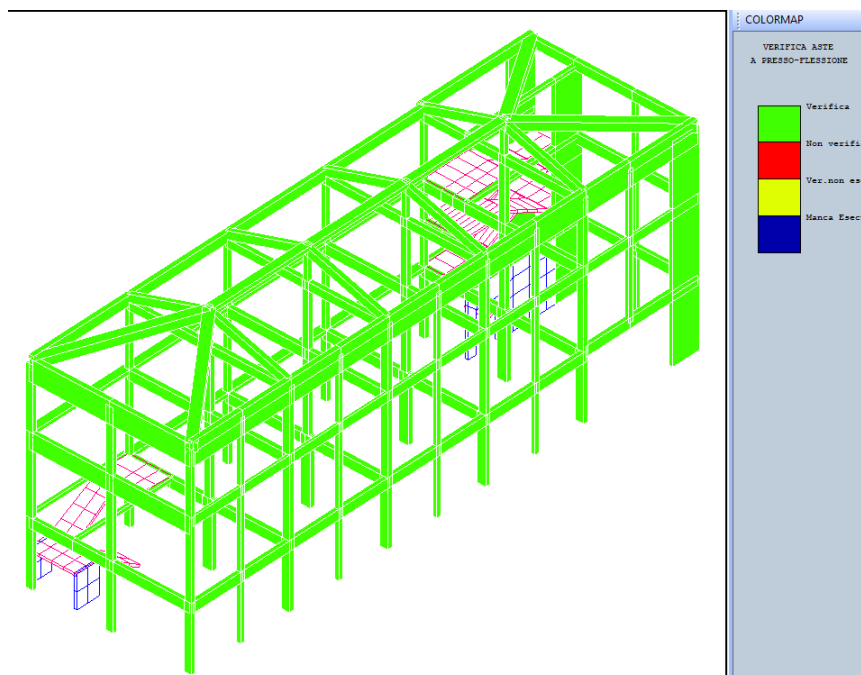


Figura 95 - Colormap verifica a presso-flessione con combinazione statica finalizzata all'analisi sismica

### 7.2.2.3 - Valutazione dell'idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio

Di seguito si riporta la verifica dell'idoneità statica della struttura finalizzata alle condizioni di esercizio, verificando che, come riportato nel paragrafo 4.1.2.2.5.1 delle NTC 2008, la tensione massima di compressione del calcestruzzo  $\sigma$  rispetti la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,45f_{ck} \text{ per la combinazione quasi permanente}$$

Nonostante questa verifica venga indicata dalla norma **solo per le nuove costruzioni**, per quelle esistenti appare significativa ed utile se finalizzata a valutare lo stato di compressione degli elementi ante evento sismico, dal momento che la combinazione SLE quasi permanente (2.5.4 NTC08) coincide con quella statica di base (carichi permanenti presi con il loro valore unitario e gli accidentali moltiplicati per il coefficiente  $\psi_{2i}$ ).

Tale dato diventa significativo in quanto, in presenza di un elemento particolarmente sollecitato a compressione, la ridotta risorsa di duttilità dello stesso indotta dall'eccesso della compressione, ridurrebbe complessivamente anche la capacità di spostamento globale della struttura.

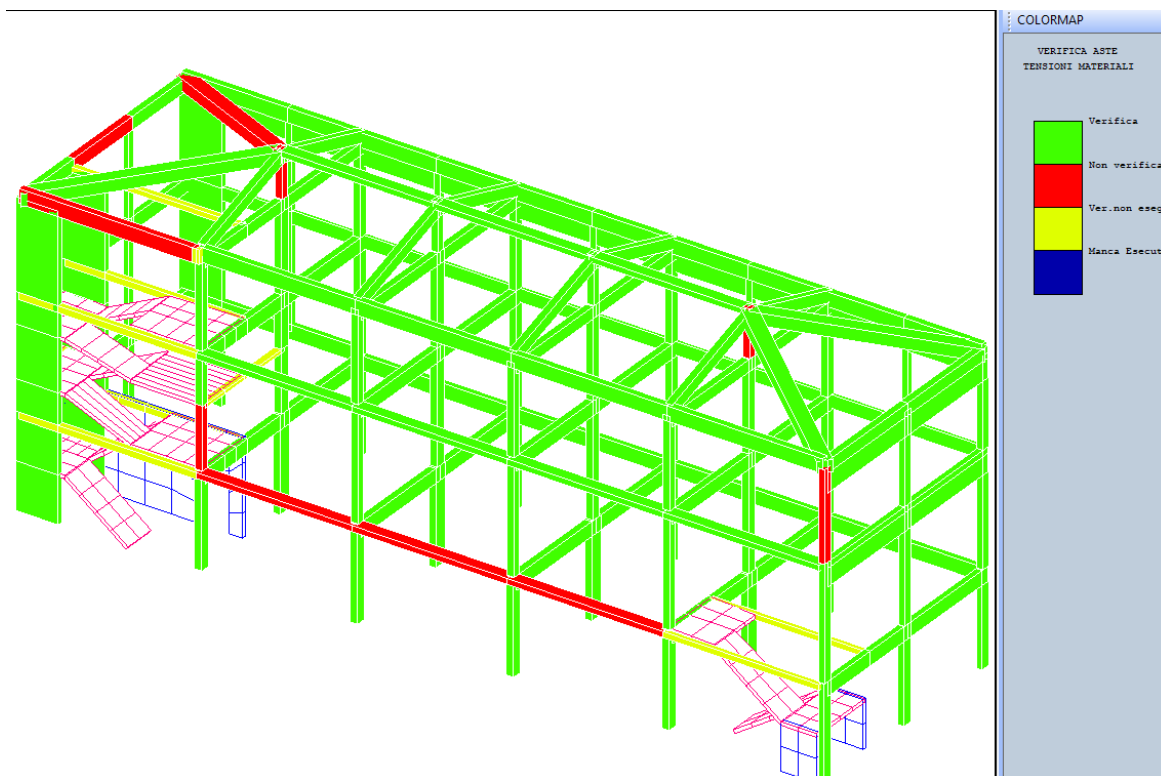


Figura 96 - Colormap verifica idoneità statica finalizzata alle condizioni di esercizio

Nel caso specifico, particolare attenzione posta su alcuni pilastri in cui le tensioni superano il limite prescritto dalla norma.

In uno di questi, un pilastro del vano scala principale, la modellazione ha evidenziato valori di tensione agente ( $124.3 \text{ kg/cm}^2$ ) che superano il valore limite prescritto ( $88 \text{ kg/cm}^2$ ).

Tale segnale indica come l'edificio potrebbe avere delle limitate risorse in duttilità a causa di un significativo valore del carico assiale che già in condizioni statiche impegna in maniera significativa gli elementi resistenti verticali.

Infatti si ricorda che al di sopra di un certo livello di compressione si hanno effetti negativi in quanto si verifica una riduzione di duttilità e un più rapido collasso. La presenza di tensioni di compressione fa sì che la zona compressa della sezione sia più estesa e che siano maggiori le deformazioni del cls.

Perciò, la rottura ed il degrado del nucleo di cls insieme all'espulsione del copriferro avvengono per più bassi livelli di spostamento con conseguente riduzione di resistenza.

PILASTRI																							
FESSURAZIONE											FRECCHE			TENSIONI									
File	Quota	Tra	Combi	Fessu.	mm	dist	Con	Com	Mf X	Mf Y	N	Frecce	mm	Com	Combinaz	σ lim.	σ cal.	Co	Combi	Mf X	Mf Y	N	
In fi	In Fi	tto	Caric	lim	cal	mm	cio	bin	(t'm)	(t'm)	(t)	limite	calc	bin	Carico	Kg/cmq	Kg/cmq	nc		(t'm)	(t'm)	(t)	
192	4,00		Rara													Rara cls	118,0	142,3	1	1	3,9	1,4	-43,3
192	6,60		Freq 0,4	0,000	0	1	1	3,4	1,3	-39,1						Rara fer	2966	1610	1	1	3,9	1,4	-43,3
NO VERIF			Perm 0,3	0,000	0	1	1	3,3	1,2	-37,8						Perm cls	88,0	124,3	1	1	3,3	1,2	-37,8

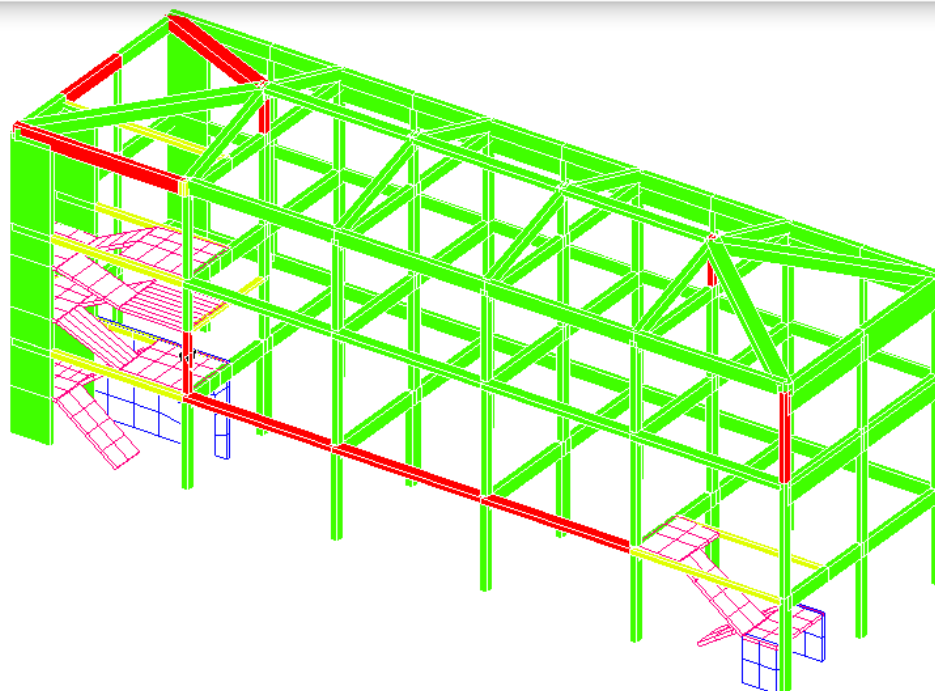


Figura 97 - Risultati della verifica sul pilastro al secondo livello zona vano scala

#### 7.2.2.4 - Valutazione dell'idoneità statica - $\gamma_g = 1.00 + \gamma_q = 1.00$

Di seguito si riporta la verifica dell'idoneità statica della struttura finalizzata alle condizioni di esercizio.

A tale scopo è stata condotta un'analisi di tipo statico con combinazione di carico che vede i pesi propri, i carichi permanenti e i carichi accidentali presi con il loro valore nominale.

	1
1. PESO PROPRIO	1
2. SOVRACCARICO PERMAN.	1
3. Var.Amb.affol.	1
4. Var.Neve h<=1000	1
5. Var.Coperture	0
6. COEFF. SIGMA PROFILI	1

Lo scopo della presente analisi è quello di valutare la resistenza degli elementi strutturali assicurandosi la non sussistenza di situazioni di "sofferenza".



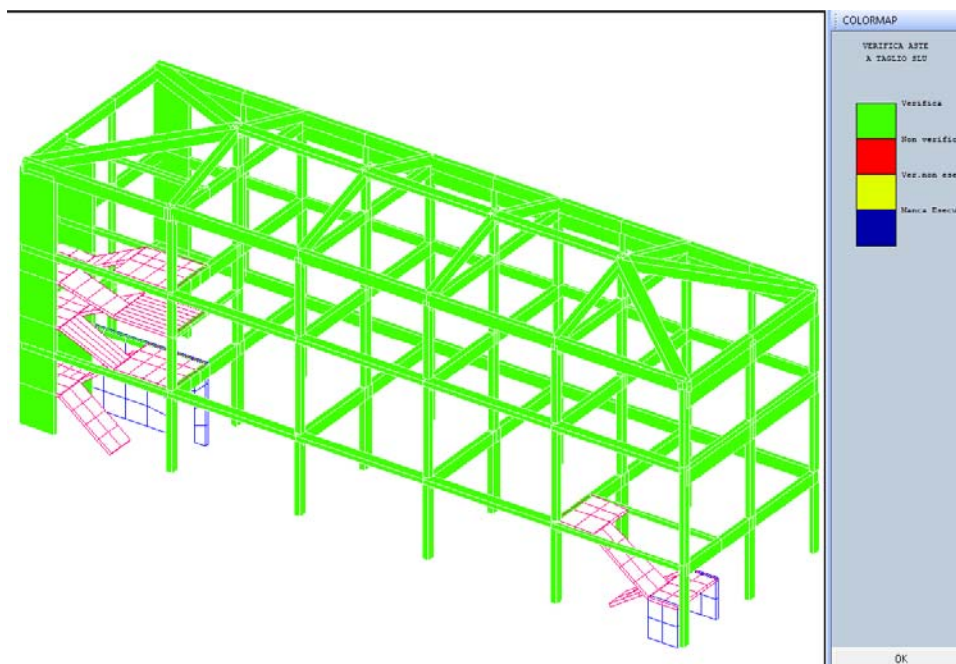


Figura 98 - Colormap verifica a taglio con combinazione statica rara

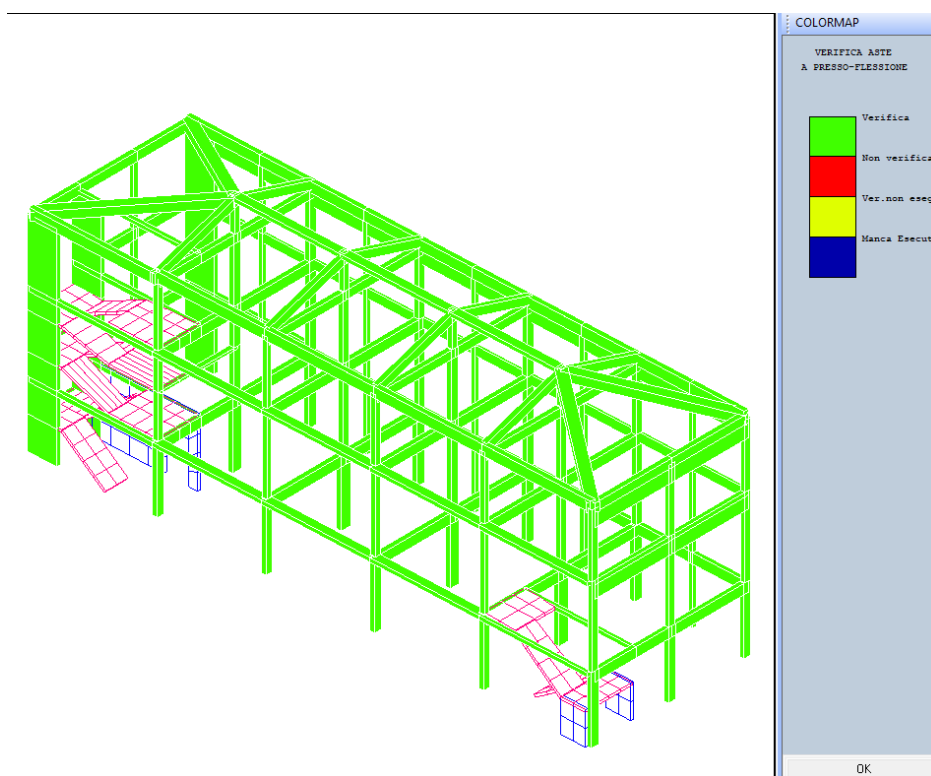


Figura 99 - Colormap verifica a presso-flessione con combinazione statica rara

Dalle immagini sopra si evidenzia che non sono presenti elementi con “*segnali di sofferenza ai carichi statici*” di esercizio, ed infatti il fabbricato non presenta quadri fessurativi tali da far pensare che sia sopraggiunto tale stato limite.

**7.2.2.5 - Analisi modale**

È stata eseguita un'analisi modale considerando il calcestruzzo non fessurato.

Il periodo proprio di vibrazione della struttura è pari a 0,68 s in direzione X.

**PULSAZIONI E MODI DI VIBRAZIONE**

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	Smorz Mod(%)	Sd/g SLO	Sd/g SLD	Sd/g SLV X	Sd/g SLV Y	Sd/g SLC X	Sd/g SLC Y	Piano N.ro	X (m)	Y (m)	Rot (rad)
1	9,237	0,68019	5,0		0,255	0,424	0,424	0,745	0,745	1	0,004655	0,010782	-0,000155
										2	0,022980	0,030433	-0,000435
										3	0,027650	0,048748	-0,000690
										4	0,027845	0,048860	-0,000691
2	10,977	0,57238	5,0		0,303	0,487	0,487	0,841	0,841	1	0,014382	-0,049197	0,0000713
										2	0,057855	-0,187726	0,002688
										3	0,074339	-0,249871	0,003568
										4	0,074960	-0,251904	0,003597
3	12,971	0,48439	5,0		0,315	0,487	0,487	0,841	0,841	1	0,002706	0,006760	0,000144
										2	-0,002924	0,034072	-0,000113
										3	-0,010988	0,082705	-0,000534
										4	-0,010148	0,083726	-0,000532
4	32,219	0,19502	5,0		0,315	0,485	0,485	0,826	0,826	1	0,015189	0,060054	-0,000858
										2	0,012650	0,061967	-0,000858
										3	-0,014317	-0,041130	0,000593
										4	-0,014773	-0,041373	0,000597
5	41,605	0,15102	5,0		0,282	0,443	0,443	0,717	0,717	1	-0,071050	0,212158	-0,003057
										2	-0,051643	0,172639	-0,002421
										3	0,043817	-0,136211	0,001964
										4	0,045500	-0,140946	0,002035
6	43,489	0,14448	5,0		0,276	0,437	0,437	0,700	0,700	1	0,026832	0,034443	-0,000496
										2	-0,030044	-0,014248	0,000188
										3	0,018266	-0,009348	0,000139
										4	0,019242	-0,010718	0,000159
7	54,102	0,11614	5,0		0,247	0,410	0,410	0,630	0,630	1	-0,045867	0,149742	-0,002282
										2	0,058486	-0,231238	0,002911
										3	-0,024449	0,095271	-0,001156
										4	-0,026048	0,102751	-0,001217
8	66,694	0,09421	5,0		0,225	0,389	0,389	0,575	0,575	1	0,038187	-0,151191	0,001926
										2	-0,034876	0,090403	-0,001788
										3	0,014611	-0,033388	0,000726
										4	0,016094	-0,032330	0,000804
9	109,474	0,05739	5,0		0,188	0,354	0,354	0,483	0,483	1	-0,011034	0,086172	-0,000562
										2	0,025555	-0,010382	0,000133
										3	0,001278	0,000524	0,000066
										4	0,001250	0,007487	0,000066
10	187,017	0,03360	5,0		0,164	0,331	0,331	0,424	0,424	1	0,000142	-0,000981	-0,000007
										2	0,000611	0,000976	0,000032
										3	0,000579	-0,029722	0,000034
										4	-0,004357	0,121301	-0,000257
11	283,050	0,02220	5,0		0,152	0,321	0,321	0,395	0,395	1	-0,000098	0,0000352	-0,000005
										2	0,000401	-0,001380	0,000022
										3	-0,017206	0,093219	-0,001316
										4	0,206793	-0,939815	0,013228
12	306,617	0,02049	5,0		0,150	0,319	0,319	0,391	0,391	1	0,000087	0,0000222	-0,000003
										2	0,000660	-0,001537	0,000021
										3	0,035872	0,043141	-0,000606
										4	0,176026	0,299223	0,004209

**FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.**

S I S M A D I R E Z I O N E : 0°									
Massa eccitata (t): 1098.29		Massa totale (t): 1098.29		Rapporto:1					
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	28,576	100,00	816,60	74,35	1	36,31	-1,31	-152,24	112,91
					2	124,57	-1,74	-237,58	208,11
					3	149,63	-1,67	-586,92	273,41
					4	35,49	-0,31	-50,24	76,02
2	5,124	17,93	26,26	2,39	1	0,71	1,72	91,00	
					2	5,74	2,62	260,65	
					3	4,58	3,46	404,33	
					4	1,76	0,75	41,47	
3	0,273	0,96	0,07	0,01	1	0,00	-0,18	-1,33	
					2	0,03	-1,14	-0,15	
					3	0,00	-1,80	3,26	
					4	0,00	-0,44	0,39	
4	12,349	43,21	152,50	13,89	1	74,51	-2,91	-377,08	
					2	57,02	2,05	-212,84	
					3	-46,47	2,07	226,30	
					4	-11,12	0,49	20,15	
5	4,332	15,16	18,76	1,71	1	9,44	4,63	286,67	
					2	3,68	-0,44	179,19	
					3	-3,61	-2,26	-168,96	
					4	-1,20	-0,54	-17,88	
6	9,127	31,94	83,31	7,59	1	56,99	-1,49	-189,72	
					2	-44,17	-1,18	39,74	
					3	18,83	0,64	0,08	
					4	4,73	0,18	1,49	
7	0,723	2,53	0,52	0,05	1	0,25	1,54	36,45	
					2	-0,33	2,39	-31,90	
					3	0,21	-1,15	15,51	
					4	0,09	-0,35	1,71	
8	0,505	1,77	0,26	0,02	1	0,10	-1,06	16,45	
					2	-0,07	-2,37	-15,14	

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

					3	0,04	1,09	6,53
					4	0,02	0,35	0,69
9	0,118	0,41	0,01	0,00	1	0,00	-0,76	-0,42
					2	0,00	0,27	0,39
					3	0,00	-0,07	-0,13
					4	0,00	-0,04	-0,01
10	0,006	0,02	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00
					2	0,00	0,00	0,00
					3	0,00	0,02	0,00
					4	0,00	-0,01	0,00
11	0,003	0,01	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00
					2	0,00	0,00	0,00
					3	0,00	0,00	-0,05
					4	0,00	0,00	0,05
12	0,034	0,12	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00
					2	0,00	0,00	-0,01
					3	0,00	0,00	0,20
					4	-0,08	0,00	-0,19

**FATTORI E FORZE DI PIANO MODALI S.L.V.**

S I S M A D I R E Z I O N E : 90°									
Massa eccitata (t): 1098.29			Massa totale (t): 1098.29			Rapporto: .99			
Modo N.ro	Fattore Modale	Fmod/Fmax (%)	Massa Mod Eff. (t)	Mmod/Mtot %	Piano N.ro	FX (t)	FY (t)	Mt (t*m)	Mom.Ecc. 5% (t*m)
1	0,414	1,55	0,17	0,02	1	-0,53	0,02	2,21	33,89
					2	-1,81	0,03	3,45	62,46
					3	-2,17	0,02	8,51	82,06
					4	-0,51	0,00	0,73	22,82
2	3,427	12,79	11,74	1,07	1	0,47	1,15	60,85	
					2	3,84	1,75	174,30	
					3	3,06	2,31	270,38	
					4	1,18	0,50	27,73	
3	26,789	100,00	717,64	65,34	1	-0,22	17,93	130,87	
					2	-3,34	111,88	14,52	
					3	0,48	176,20	-320,31	
					4	-0,48	43,43	-38,18	
4	0,284	1,06	0,08	0,01	1	1,71	-0,07	-8,66	
					2	1,31	0,05	-4,89	
					3	-1,07	0,05	5,20	
					4	-0,26	0,01	0,46	
5	0,726	2,71	0,53	0,05	1	1,58	0,78	48,05	
					2	0,62	-0,07	30,04	
					3	-0,61	-0,38	-28,32	
					4	-0,20	-0,09	-3,00	
6	0,465	1,74	0,22	0,02	1	-2,90	0,08	9,66	
					2	2,25	0,06	-2,02	
					3	-0,96	-0,03	0,00	
					4	-0,24	-0,01	-0,08	
7	8,231	30,73	67,75	6,17	1	2,87	17,54	414,92	
					2	-3,77	27,25	-363,08	
					3	2,37	-13,07	176,58	
					4	0,97	-3,95	19,49	
8	10,096	37,69	101,93	9,28	1	-2,02	21,15	-328,85	
					2	1,33	47,42	302,59	
					3	-0,86	-21,82	-130,42	
					4	-0,43	-7,09	-13,73	
9	14,077	52,55	198,17	18,04	1	-0,54	90,35	49,98	
					2	-0,08	-32,53	-46,32	
					3	0,01	7,93	15,30	
					4	0,02	4,41	0,96	
10	0,274	1,02	0,08	0,01	1	0,00	0,05	0,14	
					2	0,00	-0,10	-0,18	
					3	0,00	0,75	-0,14	
					4	0,00	-0,68	0,20	
11	0,008	0,03	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	0,01	0,00	-0,16	
					4	-0,01	0,00	0,15	
12	0,002	0,01	0,00	0,00	1	0,00	0,00	0,00	
					2	0,00	0,00	0,00	
					3	-0,01	0,00	-0,01	
					4	0,01	0,00	0,01	

Il primo modo di vibrare in direzione X è principalmente traslazionale; il secondo torsionale e il terzo modo traslazionale in direzione Y.

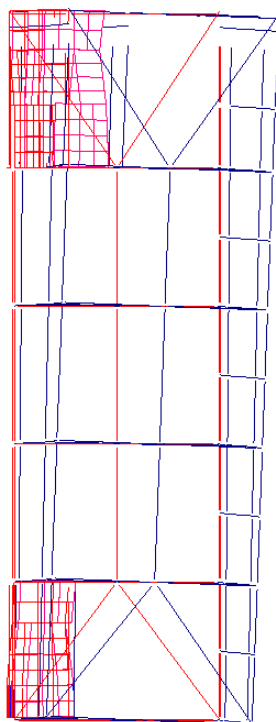


Figura 100 - Modo di vibrare in direzione X: modo 1 (in blu la configurazione della struttura deformata)

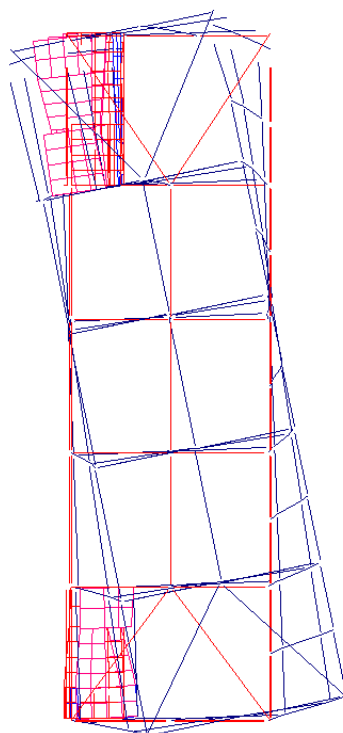


Figura 101 - Modo di vibrare torsionale: modo 2 (in blu la configurazione della struttura deformata)

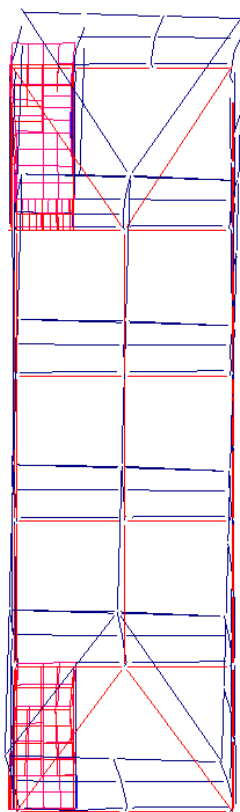


Figura 102 - Modo di vibrare in direzione Y: modo 3 (in blu la configurazione della struttura deformata)

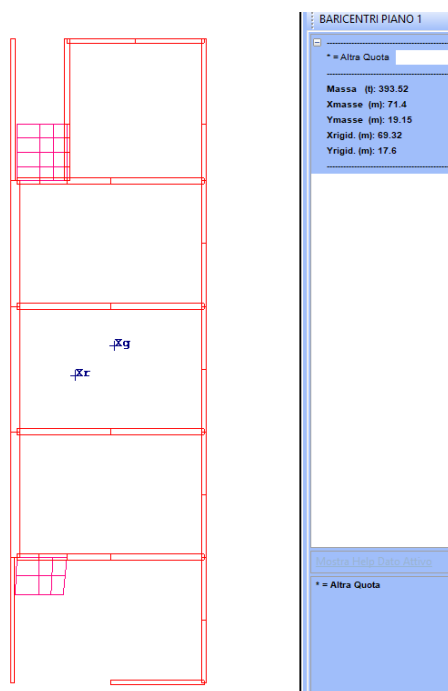


Figura 103 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano primo (piano n°1)

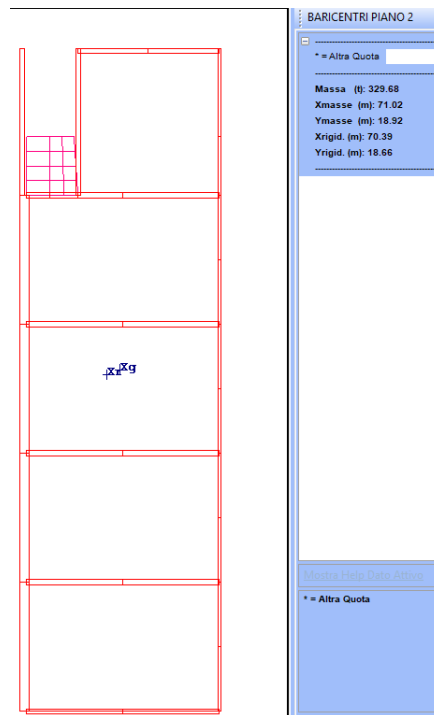


Figura 104 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano secondo (piano n°2)

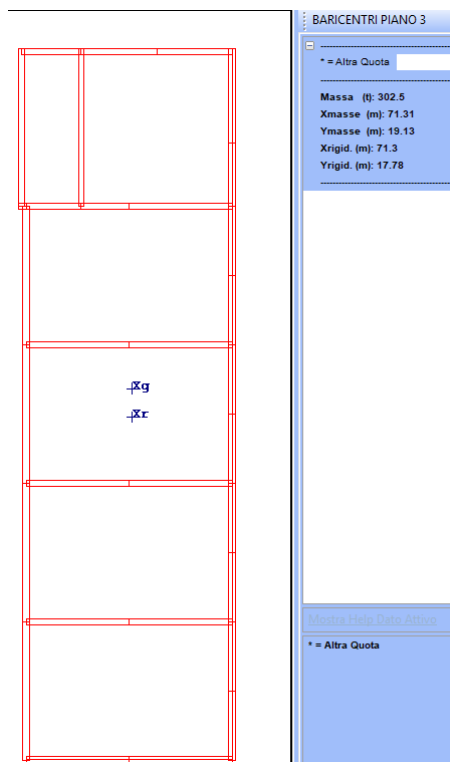


Figura 105 - Baricentro masse e baricentro rigidezze piano terzo (piano n°3)

## Capitolo 8 – Valutazione della vulnerabilità sismica

### 8.1 – Strutture in muratura

#### 8.1.1 – Corpi A + B (US1)

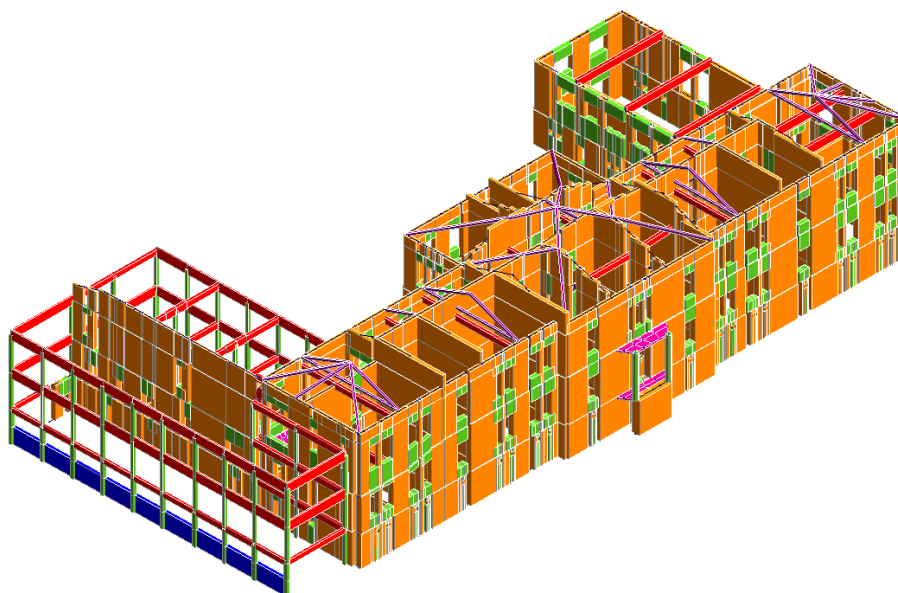


Figura 106 - Modello dell'input spaziale

Per la valutazione della vulnerabilità sismica è stata effettuata **un'analisi statica non lineare** considerando la distribuzione di forze proporzionali alla massa (Pushmassa) e proporzionale alle forze dell'analisi sismica dinamica lineare (Pushmode).

Si eseguono quindi le seguenti analisi:

<b>Push 1</b>	Pushmode X+ Ecc+
<b>Push 2</b>	Pushmode X- Ecc+
<b>Push 3</b>	Pushmode Y+ Ecc+
<b>Push 4</b>	Pushmode Y- Ecc+
<b>Push 5</b>	Pushmassa X+ Ecc+
<b>Push 6</b>	Pushmassa X- Ecc+
<b>Push 7</b>	Pushmassa Y+ Ecc+
<b>Push 8</b>	Pushmassa Y- Ecc+
<b>Push 9</b>	Pushmode X+ Ecc-
<b>Push 10</b>	Pushmode X- Ecc-
<b>Push 11</b>	Pushmode Y+ Ecc-
<b>Push 12</b>	Pushmode Y- Ecc-
<b>Push 13</b>	Pushmassa X+ Ecc-
<b>Push 14</b>	Pushmassa X- Ecc-
<b>Push 15</b>	Pushmassa Y+ Ecc-
<b>Push 16</b>	Pushmassa Y- Ecc-

I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di collasso SLV, il cui periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è pari a 712 anni.

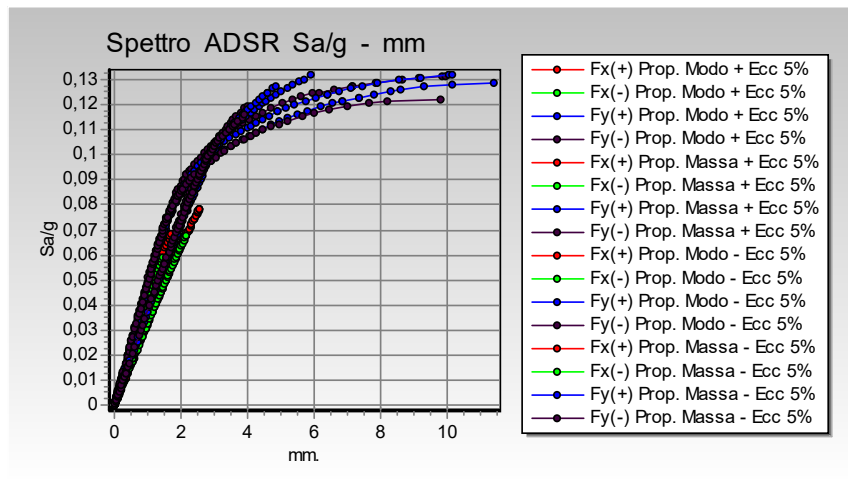
L'indice di rischio viene calcolato in termini di spostamento, rapportando la capacità alla domanda.

Viene quindi eseguita l'analisi statica non lineare volta a ricercare l'indice di rischio globale legato ai meccanismi di collasso fragile e duttile dei maschi murari.

Si riporta di seguito i risultati relativi all'analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	IR=indice di rischio PgaSLV/Pga10%
1	.258
2	.258
3	.408
4	.38
5	.258
6	.258
7	.258
8	.258
9	.258
10	.258
11	.375
12	.372
13	.258
14	.258
15	.258
16	.258
Min. PgaSL/Pga%	.258



Le curve 7, 8, 15 e 16 si riferiscono a rotture fragili a taglio dei pilastri tozzi del piano seminterrato del corpo B; per questo le analisi vengono interrotte alla formazione della prima cerniera plastica.

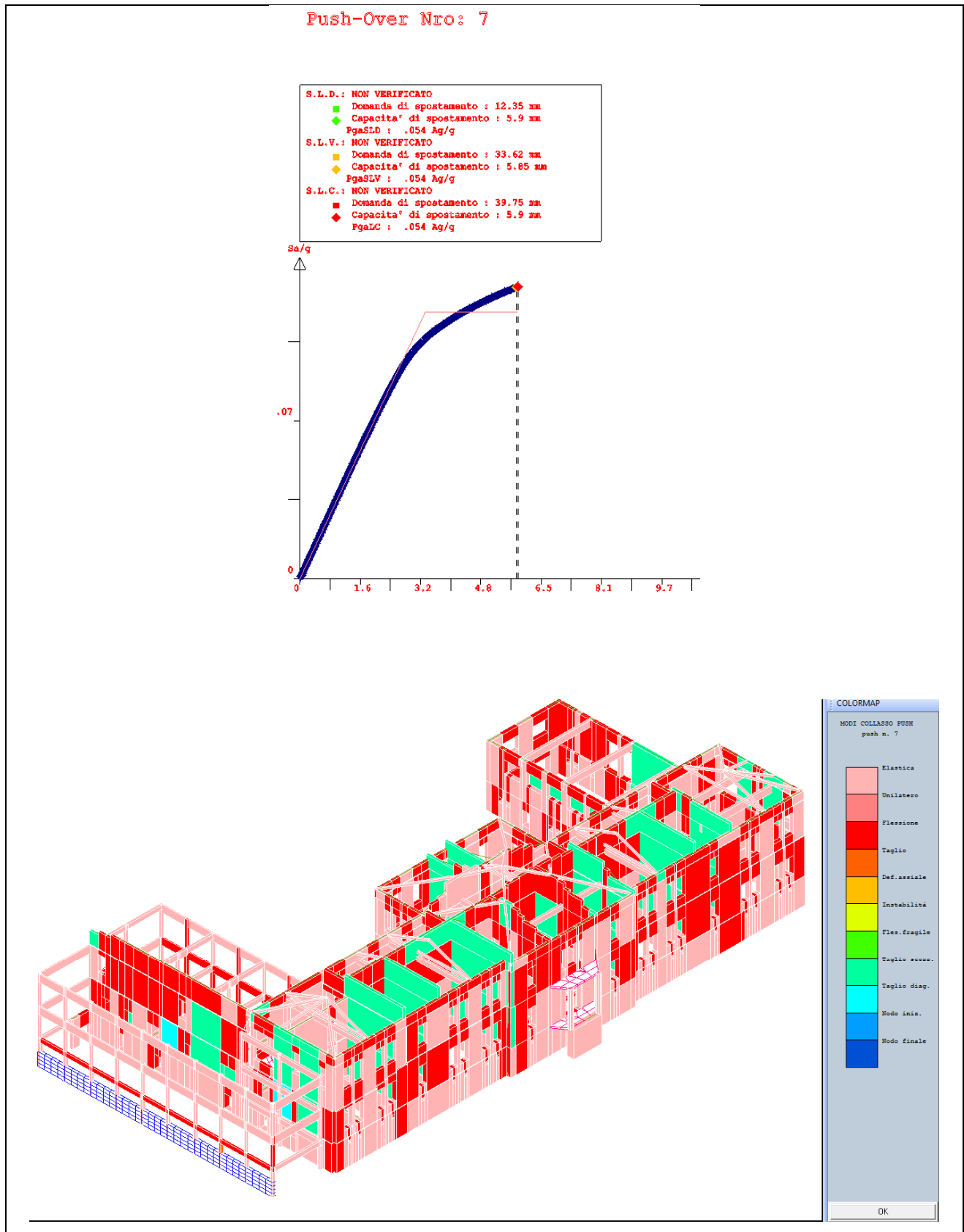
Quindi le restanti curve sono incomplete e non rispecchiano la capacità della struttura; per tale motivo si effettua a seguire un'analisi globale del singolo corpo A (US1A).

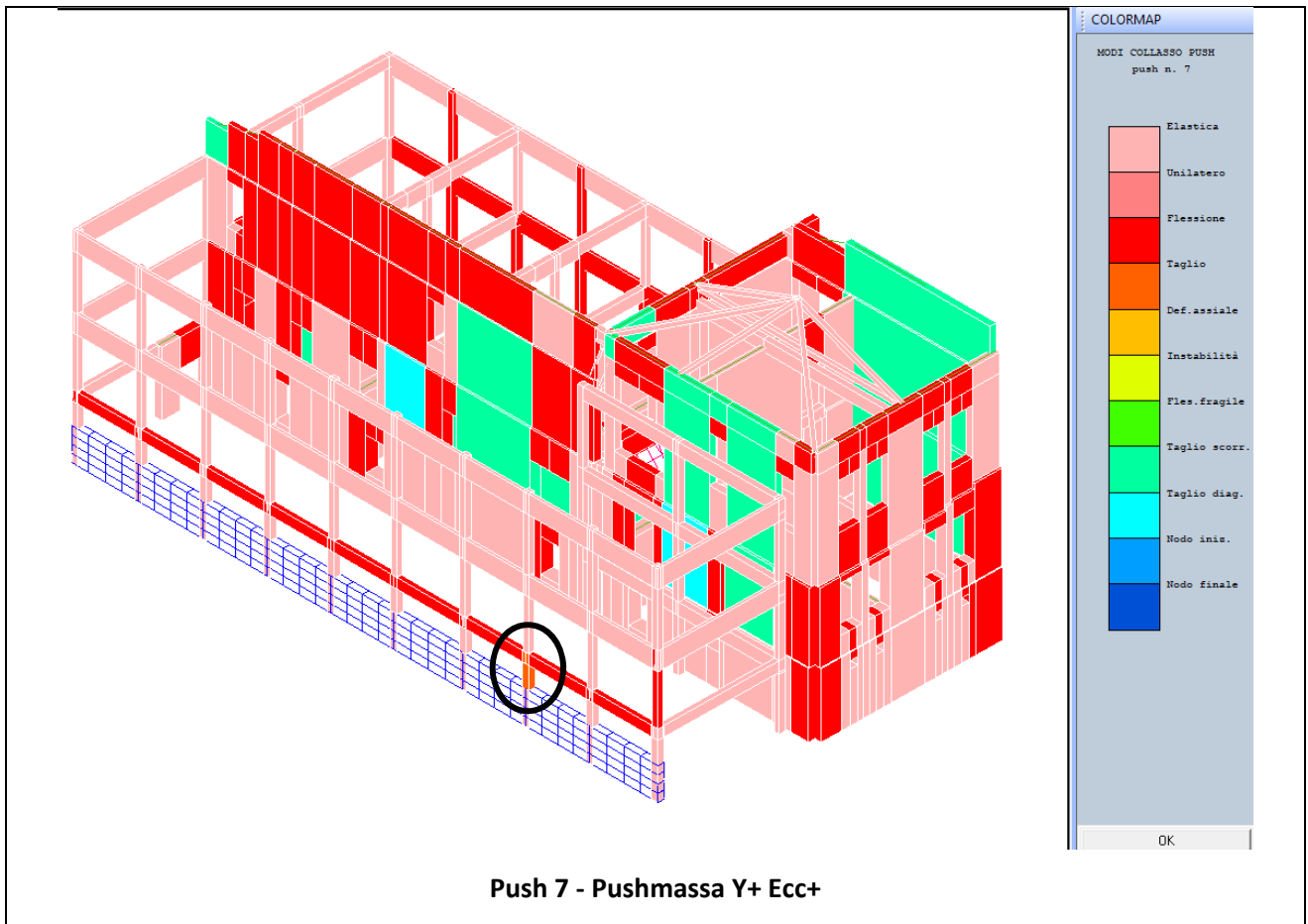


**RISULTATI GENERALI PUSH-OVER****MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER**

- Analisi con meccanismi DUTTILI E FRAGILI
- NESSUNA modalita' di collasso considerata per il nodo in CLS
- Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS
  - Collasso per ripresa di getto IGNORATA
  - Effetti P-Delta IGNORATI
- DISTRIBUZ FORZE: Proporz.Forze Analisi Sism. Statica

PUSH-OVER N.ro		7	-	Distrib.Forze Fy(+) Prop.Massa: +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)		90		Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.		98		Numero passi significativi	98
Massa SDOF (t)		7993,87		Taglio alla base max. (t)	1053,16
Coeff. Partecipazione		1,00		Resistenza SDOF (t)	961,55
Rigidezza SDOF (t/m)		283310,81		Spostam. Snervam. SDOF mm	3
Periodo SDOF (sec)		0,34		Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfal		750,654		Fattore struttura	1,421
Coeff Smorzam.Equival.		18,000		Duttilita	1,739
S T A T O L I M I T E D I D A N N O					
D O M A N D A			C A P A C I T A'		
Spostamento mm		12,356		Spostamento mm	5,902
S.L. Danno		NON VERIFICA		Numero passo precedente	97
PgaLD/g		0,054		ZetaE=PgaLD/Pga 63%	0,664
Rapporto $q^*=F_e/F_y$		2,62		Asta3D Nro	
Vita Residua (anni)		16,000		TrCLD	24,000
-----				(TrCLD/TDLD)^a	0,626
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A					
D O M A N D A			C A P A C I T A'		
Spostamento mm		33,626		Spostamento mm	5,851
S.L. Salvaguardia Vita		NON VERIFICA		Numero passo precedente	97
PgaLV/g		0,054		ZetaE=PgaLV/Pga 10%	0,258
Rapporto $q^*=F_e/F_y$		6,07		Asta3D Nro	3324
Vita Residua (anni)		2,000		TrCLV	24,000
-----				(TrCLV/TDLV)^a	0,248





### 8.1.2 – Corpo A (US1A)

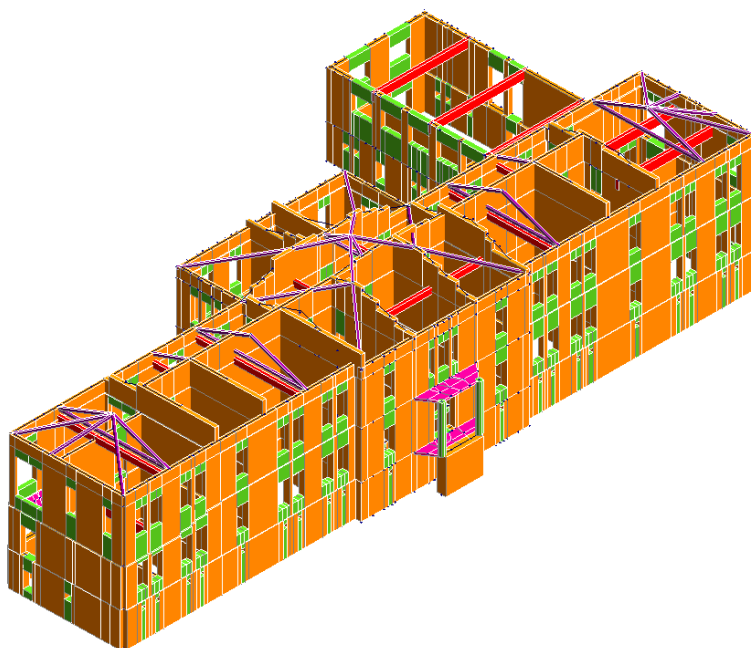


Figura 107 - Modello dell'input spaziale

Per la valutazione della vulnerabilità sismica è stata effettuata **un'analisi statica non lineare** considerando la distribuzione di forze proporzionali alla massa (Pushmassa) e proporzionale alle forze dell'analisi sismica dinamica lineare (Pushmode).

Si eseguono quindi le seguenti analisi:

<b>Push 1</b>	Pushmode X+ Ecc+
<b>Push 2</b>	Pushmode X- Ecc+
<b>Push 3</b>	Pushmode Y+ Ecc+
<b>Push 4</b>	Pushmode Y- Ecc+
<b>Push 5</b>	Pushmassa X+ Ecc+
<b>Push 6</b>	Pushmassa X- Ecc+
<b>Push 7</b>	Pushmassa Y+ Ecc+
<b>Push 8</b>	Pushmassa Y- Ecc+
<b>Push 9</b>	Pushmode X+ Ecc-
<b>Push 10</b>	Pushmode X- Ecc-
<b>Push 11</b>	Pushmode Y+ Ecc-
<b>Push 12</b>	Pushmode Y- Ecc-
<b>Push 13</b>	Pushmassa X+ Ecc-
<b>Push 14</b>	Pushmassa X- Ecc-
<b>Push 15</b>	Pushmassa Y+ Ecc-
<b>Push 16</b>	Pushmassa Y- Ecc-

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di collasso SLV, il cui periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è pari a 712 anni.

L'indice di rischio viene calcolato in termini di spostamento, rapportando la capacità alla domanda.

Viene quindi eseguita l'analisi statica non lineare volta a ricercare l'indice di rischio globale legato ai meccanismi di collasso fragile e duttile dei maschi murari.

Si riporta di seguito i risultati relativi all' analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	<b>IR=indice di rischio</b> PgaSLV/Pga10%
1	.656
<b>2</b>	<b>.548</b>
<b>3</b>	<b>.458</b>
4	.492
5	.966
6	1.015
7	.731
8	.772
9	.68
10	.555
11	.471
12	.467
13	.994
14	1.02
15	.797
16	.693
Min. PgaSL/Pga%	<b>.458</b>

---

#### RISULTATI GENERALI PUSH-OVER

---

MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Analisi con meccanismi DUTTILI E FRAGILI</li> <li>- NESSUNA modalita' di collasso considerata per il nodo in CLS               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS</li> <li>- Collasso per ripresa di getto IGNORATA</li> <li>- Effetti P-Delta IGNORATI</li> </ul> </li> <li>- DISTRIBUZ FORZE: Proporz.Forze Analisi Sism. Statica</li> </ul>

Ing. Matteo Mari - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

PUSH-OVER N.ro		2 -	Distrib.Forze Fx(-) Prop.Modolo: +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	180		Numero collassi totali	100
Numero passo Resist.Max.	117		Numero passi significativi	122
Massa SDOF (t)	3577,00		Taglio alla base max. (t)	1056,34
Coeff. Partecipazione	1,44		Resistenza SDOF (t)	679,07
Rigidezza SDOF (t/m)	154668,14		Spostam. Snervam. SDOF mm	4
Periodo SDOF (sec)	0,31		Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfal	7307,830		Fattore struttura	2,279
Coeff Smorzam.Equival.	27,000		Duttilita	3,481
S T A T O L I M I T E D I D A N N O				
D O M A N D A			C A P A C I T A'	
Spostamento mm	9,606		Spostamento mm	14,186
S.L. Danno	VERIFICATO		Numero passo precedente	115
PgaLD/g	0,108		ZetaE=PgaLD/Pga 63%	1,329
Rapporto q*=Fe/Fy	1,66		Asta3D Nro	
Vita Residua (anni)	92,000		TrCLD	139,000
-----			(TrCLD/TDLD) ^a	1,289
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A				
D O M A N D A			C A P A C I T A'	
Spostamento mm	28,640		Spostamento mm	15,284
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA		Numero passo precedente	121
PgaLV/g	0,114		ZetaE=PgaLV/Pga 10%	<b>0,548</b>
Rapporto q*=Fe/Fy	<b>3,85</b>		Asta3D Nro	
Vita Residua (anni)	11,333		TrCLV	159,000
-----			(TrCLV/TDLV) ^a	0,540

PUSH-OVER N.ro		3 -	Distrib.Forze Fy(+) Prop.Modolo: +Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90		Numero collassi totali	100
Numero passo Resist.Max.	95		Numero passi significativi	102
Massa SDOF (t)	3577,00		Taglio alla base max. (t)	843,54
Coeff. Partecipazione	1,44		Resistenza SDOF (t)	533,74
Rigidezza SDOF (t/m)	194852,03		Spostam. Snervam. SDOF mm	3
Periodo SDOF (sec)	0,27		Rapporto di incrudimento	0,000
Rapporto Alfau/alfal	35431,594		Fattore struttura	2,361
Coeff Smorzam.Equival.	28,000		Duttilita	3,964
S T A T O L I M I T E D I D A N N O				
D O M A N D A			C A P A C I T A'	
Spostamento mm	8,894		Spostamento mm	7,773
S.L. Danno	NON VERIFICA		Numero passo precedente	89
PgaLD/g	0,073		ZetaE=PgaLD/Pga 63%	0,905
Rapporto q*=Fe/Fy	2,11		Asta3D Nro	
Vita Residua (anni)	39,333		TrCLD	59,000
-----			(TrCLD/TDLD) ^a	0,906
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A				
D O M A N D A			C A P A C I T A'	
Spostamento mm	25,968		Spostamento mm	11,103
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA		Numero passo precedente	101
PgaLV/g	0,095		ZetaE=PgaLV/Pga 10%	<b>0,458</b>
Rapporto q*=Fe/Fy	<b>4,90</b>		Asta3D Nro	
Vita Residua (anni)	7,333		TrCLV	105,000
-----			(TrCLV/TDLV) ^a	0,455

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

L'indice di rischio minimo restituito dalle analisi numeriche è pari a 0,458(- push 3 - direz. Y); tuttavia, per tener conto del fatto che i valori di  $q^*$  associati alle analisi sono maggiori rispetto al limite imposto dalla normativa per le strutture in muratura ( $q^* \leq 3$ ), si abbattano i valori di alcuni indici di rischio del rapporto di  $3/q^*$ .

Il  $q^*$  rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente; in sostanza questo controllo serve a porre un limite alla capacità duttile della struttura in muratura, più coerente con la realtà. Le cause di  $q^* > 3$  possono essere ricercate nella ridotta rigidità e resistenza della struttura, nella presenza di un piano più deformabile degli altri e nella presenza di masse significative all'ultima quota.

In particolare il **corpo A** presenta elevate masse in testa (solai di sottotetto in laterocemento e pareti in mattoni pieni a sostegno della copertura di elevata altezza) e un'elevata percentuale di bucatore entrambi elementi di vulnerabilità sismica del fabbricato.

Si ottiene così il seguente valore di indice di rischio minimo: **0,279** (push 3 - direz.Y):

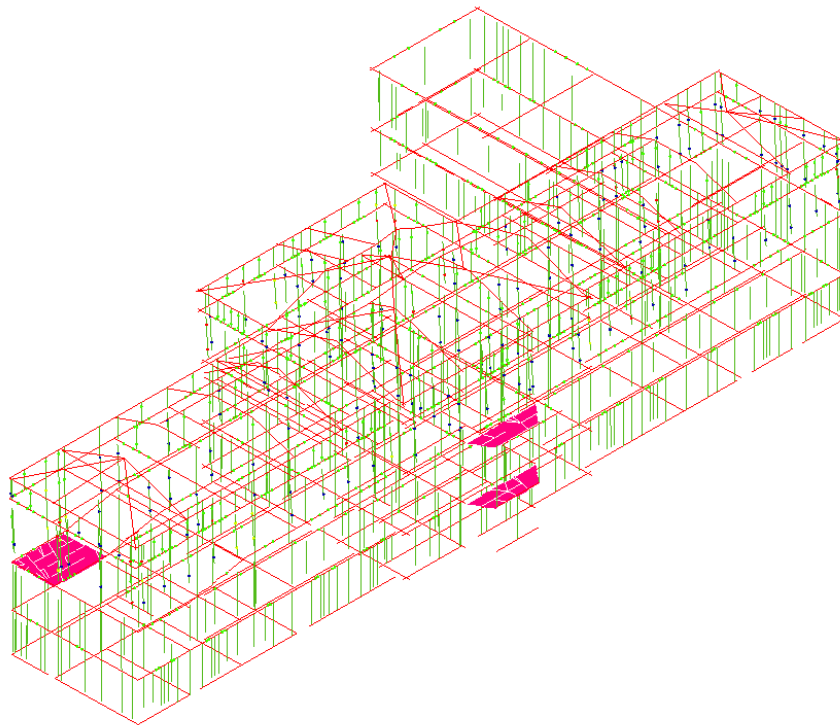
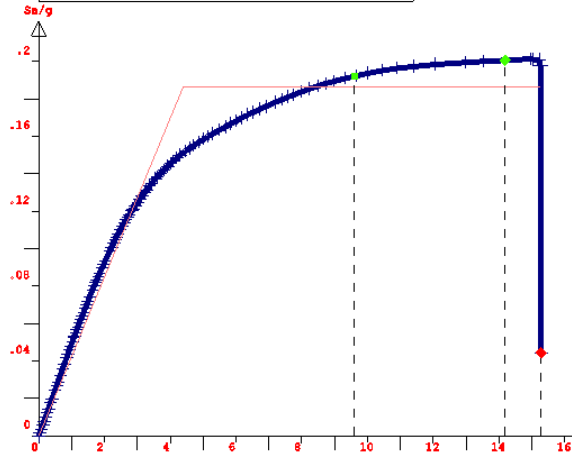
Curva	IR	$q^*$	IR corretto
1	0,657	3,77	<b>0,523</b>
<b>2</b>	<b>0,548</b>	<b>3,85</b>	<b>0,427</b>
<b>3</b>	<b>0,456</b>	<b>4,9</b>	<b>0,279</b>
4	0,493	5,04	<b>0,293</b>
5	0,967	3,26	<b>0,890</b>
6	1,015	3,15	<b>0,967</b>
7	0,732	3,84	<b>0,572</b>
8	0,773	3,87	<b>0,599</b>
9	0,680	3,75	<b>0,544</b>
10	0,556	3,8	<b>0,439</b>
11	0,471	5,05	<b>0,280</b>
12	0,468	5,02	<b>0,280</b>
13	0,995	3,24	<b>0,921</b>
14	1,021	3,14	<b>0,975</b>
15	0,797	3,92	<b>0,610</b>
16	0,694	3,89	<b>0,535</b>

Si riportano le colormap delle analisi più penalizzanti: in direzione X la Push 2 (Pushmode X- Ecc+) e in direzione Y la Push 3 (Pushmode Y+ Ecc+):

in direzione X a governare il livello di sicurezza è il collasso a taglio dei pannelli in direzione longitudinale, mentre in direzione Y è il collasso a taglio dei pannelli trasversali del piano primo in mattoni.

Push-Over Nro: 2

S.L.D.:  
 ■ Domanda di spostamento : 9.6 mm  
 ◆ Capacita' di spostamento : 14.18 mm  
 PgaSLD : .108 Ag/g  
 S.L.V.: NON VERIFICATO  
 ■ Domanda di spostamento : 28.64 mm  
 ◆ Capacita' di spostamento : 15.28 mm  
 PgaSLV : .114 Ag/g  
 S.L.C.: NON VERIFICATO  
 ■ Domanda di spostamento : 34.13 mm  
 ◆ Capacita' di spostamento : 15.28 mm  
 PgaLC : .114 Ag/g



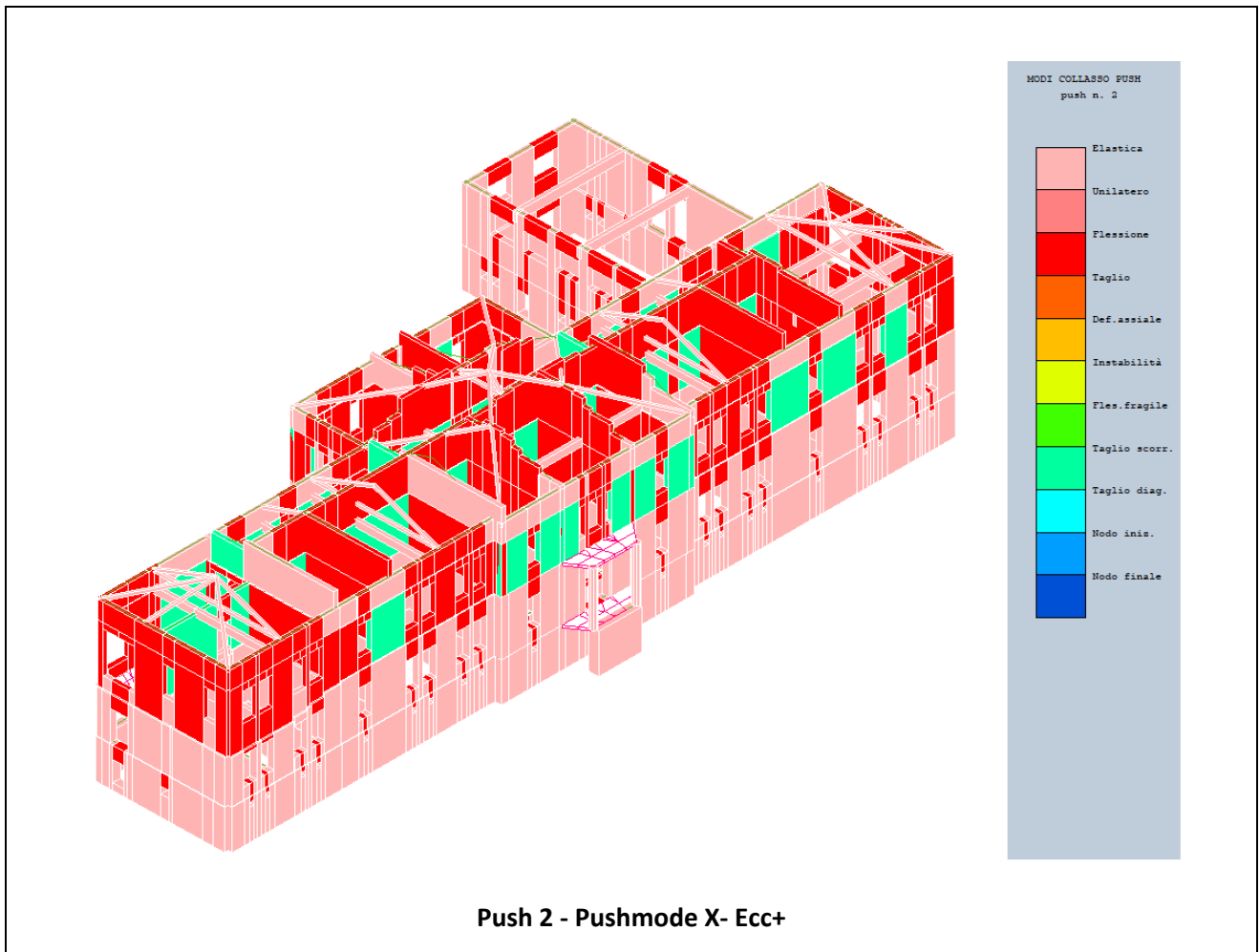
Impegno plastico  
 Push 2 - passo 122

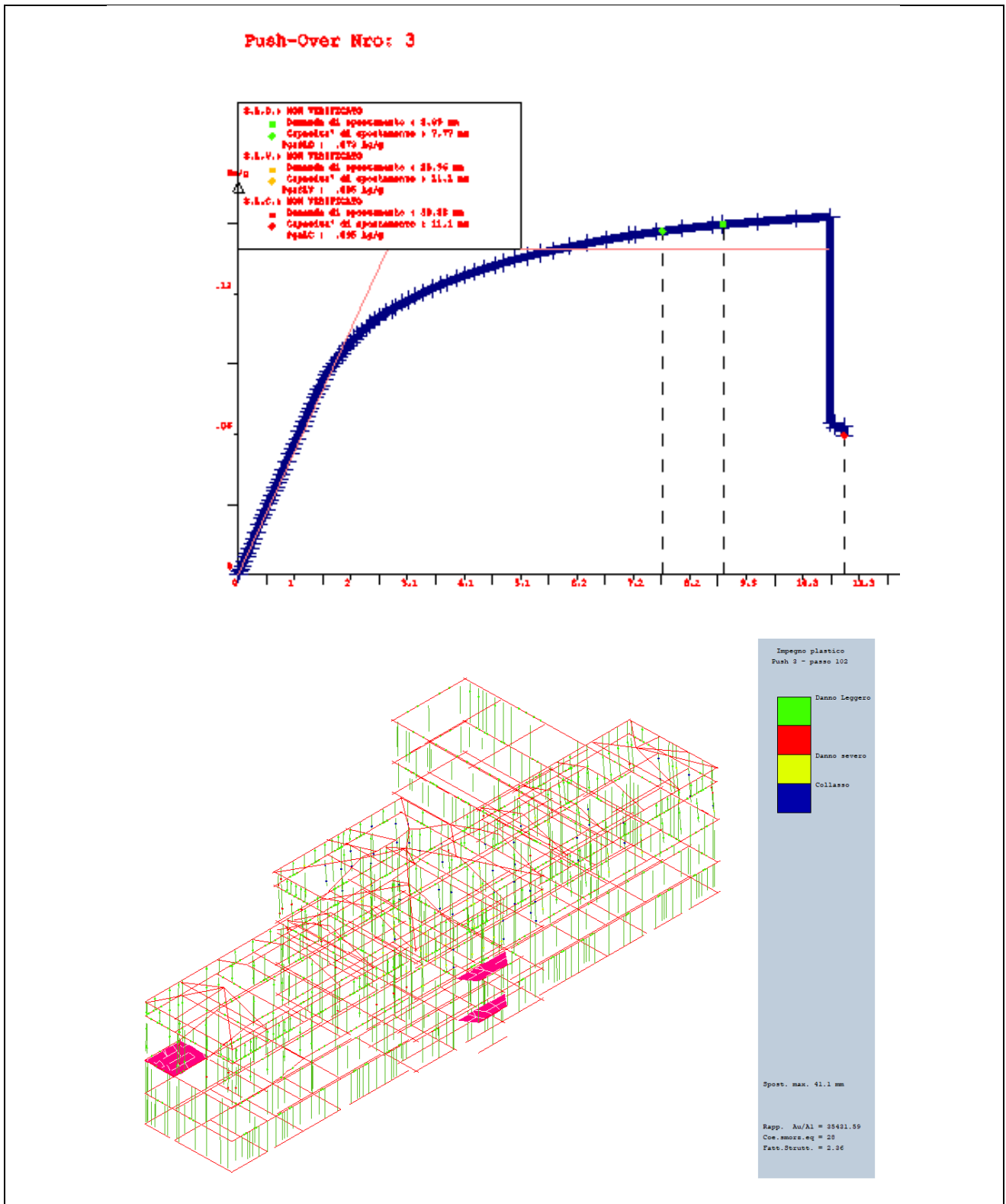
■	Danno Leggero
■	Danno severo
■	Collasso
■	

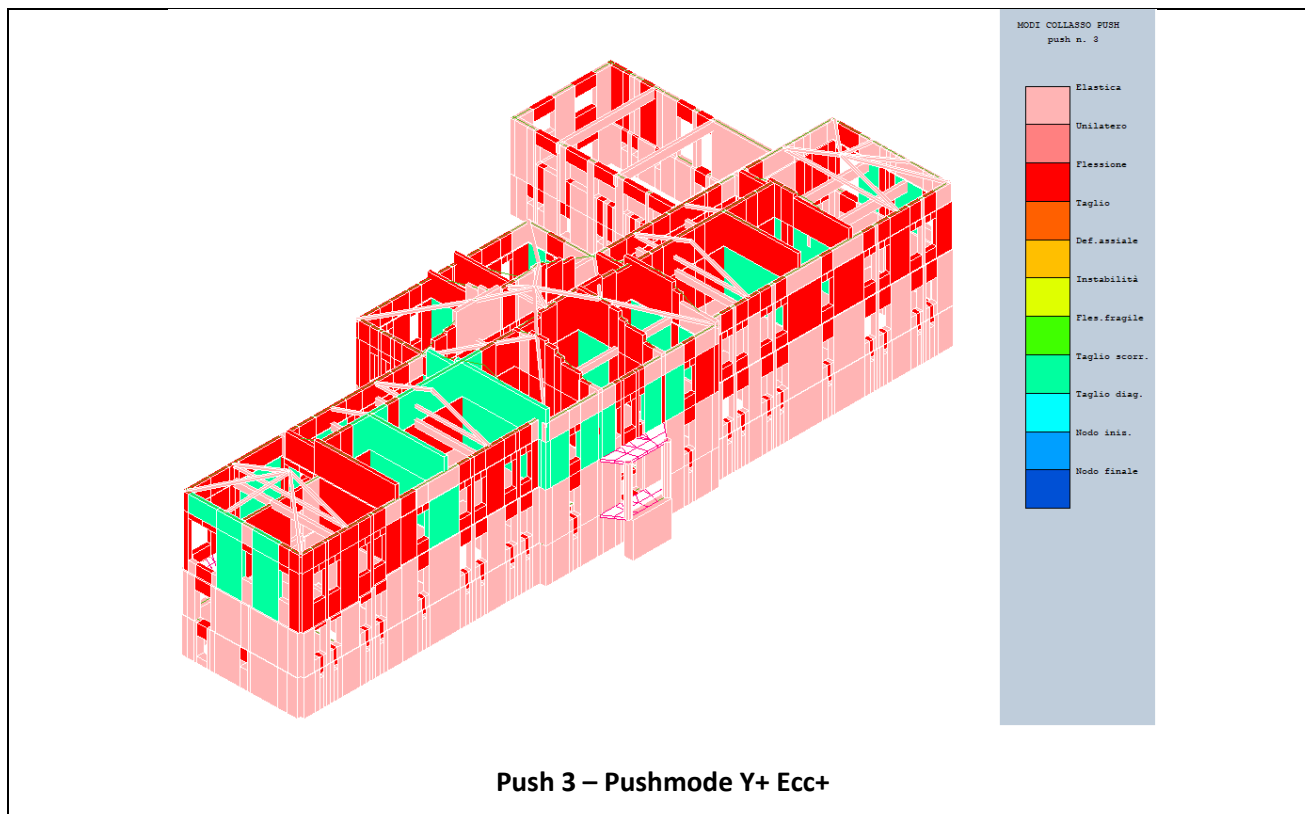
Spot. max. 44.01 mm

Rapp. Au/Al = 7307.83  
 Coe. smora.eq = 27  
 Fatt. Strutt. = 2.28





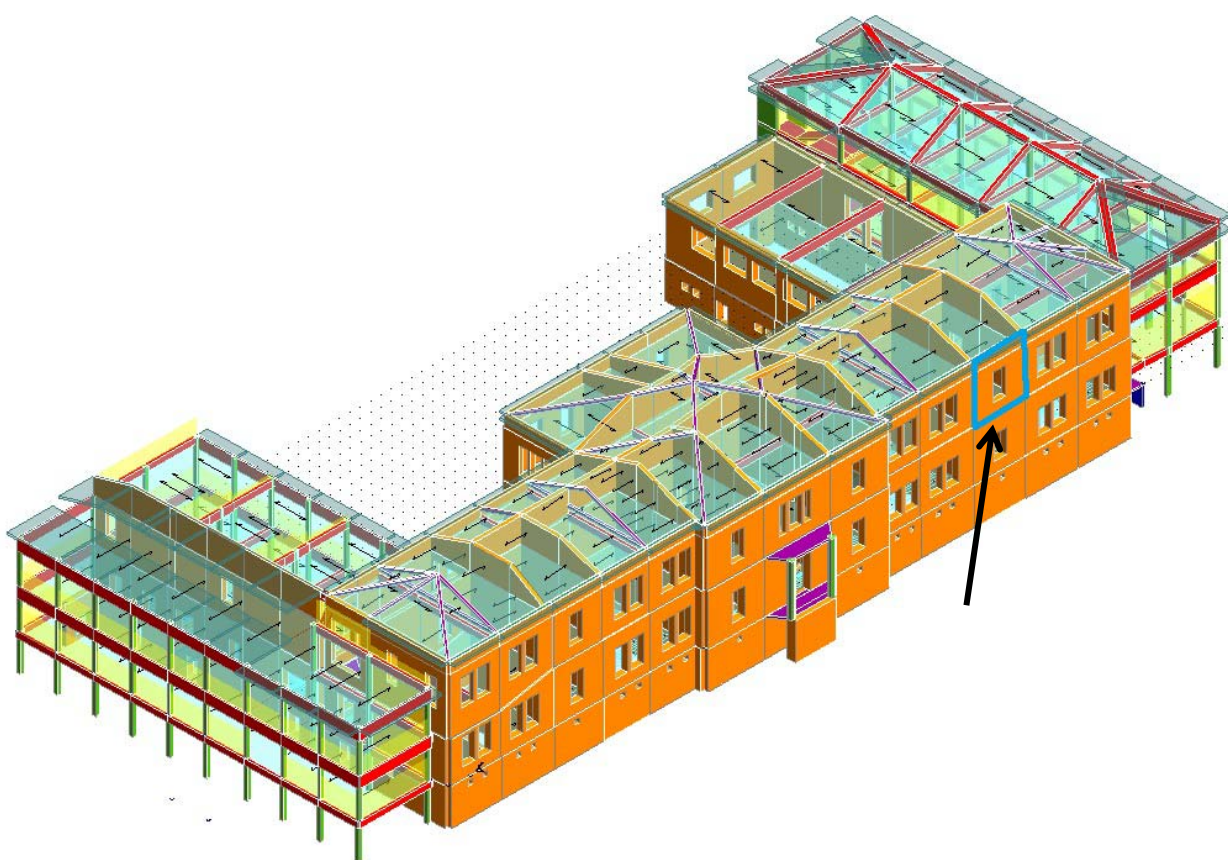




### ***8.1.3 – Verifica dei cinematismi locali e Sisma Ortogonale***

Il fabbricato non presenta allo stato attuale un quadro fessurativo delle pareti murarie esterne tale da manifestare possibili meccanismi locali di collasso. In particolare sono state studiate quelle porzioni di pareti non interessate dall' appoggio dei solai in quanto assumiamo che funzionano loro stessi da tirante.

Nella definizione dell' indice di sicurezza dei cinematismi locali di collasso viene studiato un meccanismo di tipo ribaltamento semplice per l' ipotesi di cordolo perimetrale sommitale non efficace per assenza di ammorsamenti alla muratura sottostante come ad esempio con perforazioni armate e comunque con azione di attrito cordolo-muratura non sufficiente ad evitare lo scivolamento.



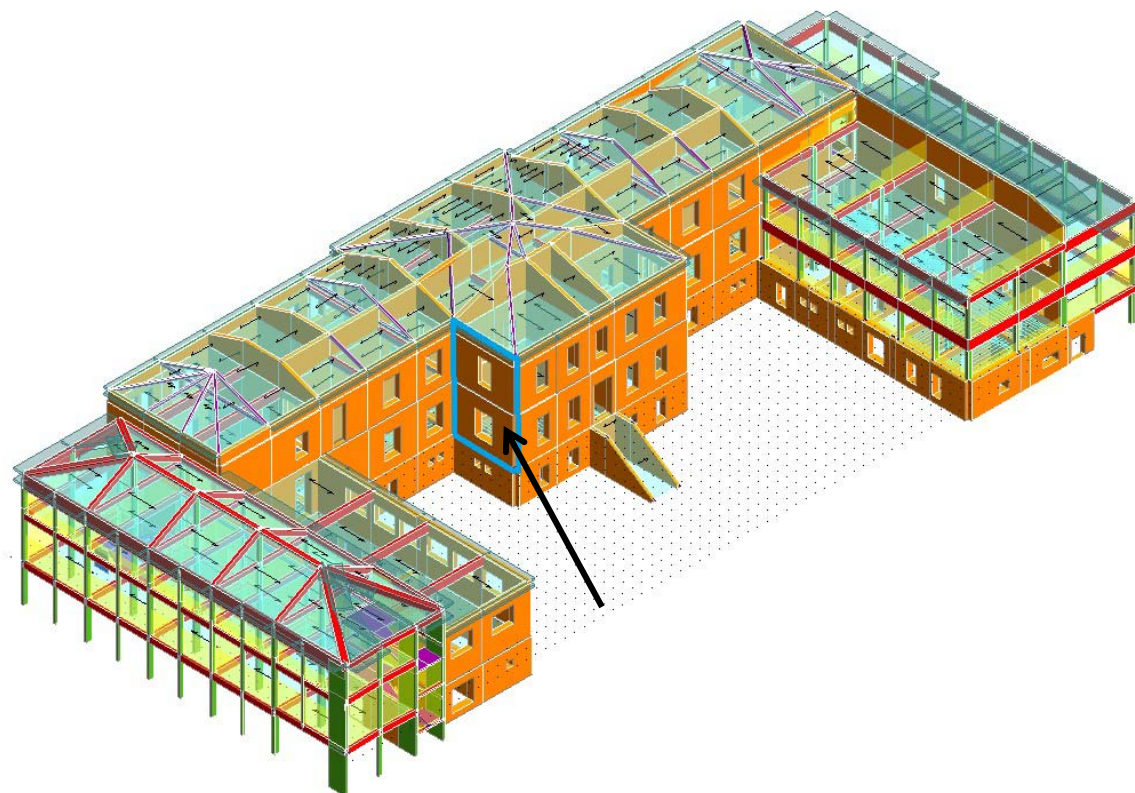
**Cinematismo n.1 – IR = 0.32**

**VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 1**

D A T I D I M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	21,09
Altezza del baricentro	(m)	11,29
Dimensione X porzione di struttura	(m)	4,98
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	8,30
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	55,54
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	-0,21
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	50,56
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	-0,21
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Momento Ribaltante Forze sismiche ( $Ag/g=1$ )	(tm)	62,95
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	4,35
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attrittive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,07
Massa partecipante	(t)	17,60
Fattore di massa partecipante		0,83
Accelerazione spettrale di attivazione	$m/s^2$	0,68
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,71
Pga domanda	$Ag/g$	0,08
Pga capacita'	$Ag/g$	0,03
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	30,00
Indicatore di rischio SLD		0,40
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	2,13
Pga domanda	$Ag/g$	0,21
Pga capacita'	$Ag/g$	0,07
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	46,00
Indicatore di rischio SLV		0,32
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



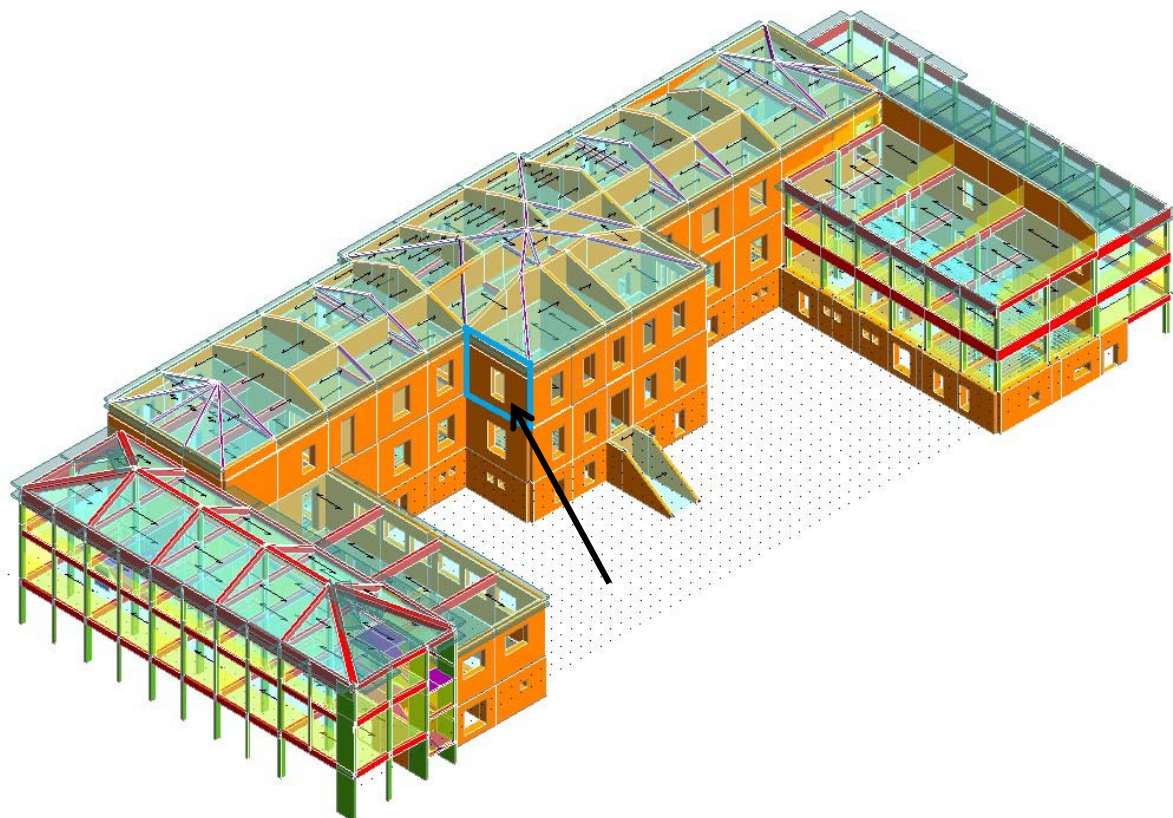
**Cinematismo n.2 – IR = 0.69**

**VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 2**

D A T I D I M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	79,46
Altezza del baricentro	(m)	7,57
Dimensione X porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	6,55
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	13,10
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	41,70
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	11,50
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	3,50
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	41,70
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	18,04
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	3,50
Momento Ribaltante Forze sismiche ( $A_g/g=1$ )	(tm)	280,54
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	21,57
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attrittive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,08
Massa partecipante	(t)	49,22
Fattore di massa partecipante		0,62
Accelerazione spettrale di attivazione	$m/s^2$	1,01
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,27
Pga domanda	$Ag/g$	0,08
Pga capacita'	$Ag/g$	0,06
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	44,00
Indicatore di rischio SLD		0,80
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,47
Pga domanda	$Ag/g$	0,21
Pga capacita'	$Ag/g$	0,14
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	276,00
Indicatore di rischio SLV		0,69
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

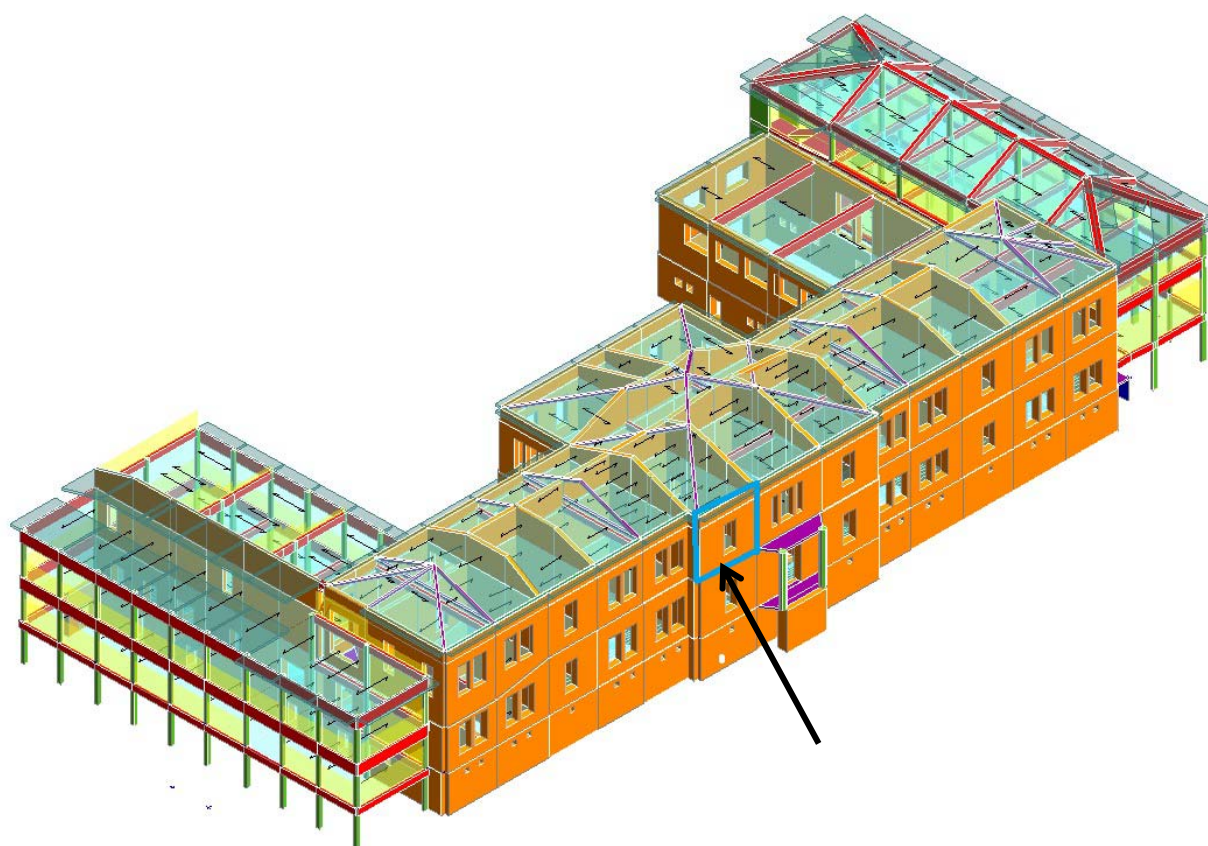


**Cinematismo n.3 – IR = 0.40**



## VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 3

D A T I D I M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	29,47
Altezza del baricentro	(m)	11,42
Dimensione X porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	6,55
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	8,30
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	41,63
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	11,50
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	41,63
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	18,04
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Momento Ribaltante Forze sismiche (Ag/g=1)	(tm)	69,57
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	6,05
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attritive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,09
Massa partecipante	(t)	24,63
Fattore di massa partecipante		0,84
Accelerazione spettrale di attivazione	m/s <sup>2</sup>	0,85
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	m/s <sup>2</sup>	1,71
Pga domanda	Ag/g	0,08
Pga capacita'	Ag/g	0,04
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	30,00
Indicatore di rischio SLD		0,50
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	m/s <sup>2</sup>	2,13
Pga domanda	Ag/g	0,21
Pga capacita'	Ag/g	0,08
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	78,00
Indicatore di rischio SLV		0,40
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA



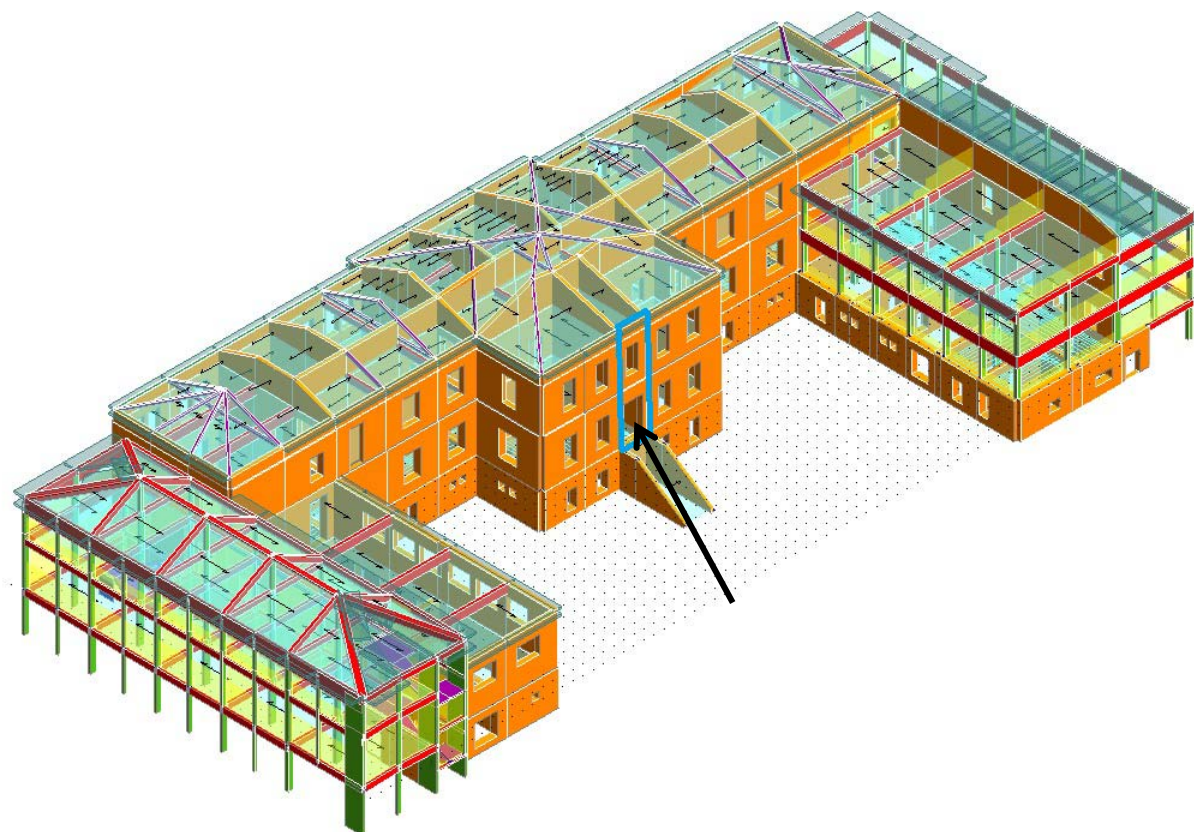
**Cinematismo n.4 – IR = 0.81**

---

**VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 4**


---

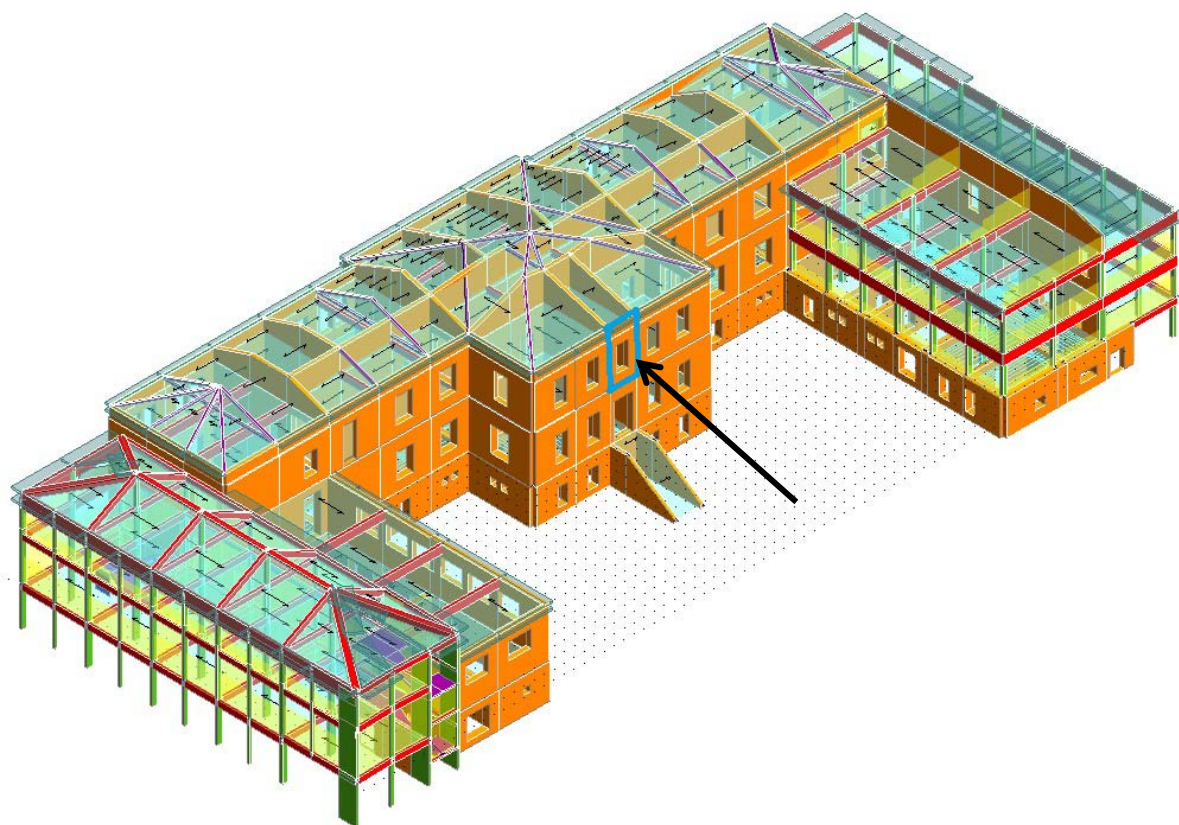
D A T I     D I     M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	39,73
Altezza del baricentro	(m)	10,24
Dimensione X porzione di struttura	(m)	5,50
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	8,30
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	23,89
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	-1,12
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	29,39
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	-1,12
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Momento Ribaltante Forze sismiche ( $A_g/g=1$ )	(tm)	70,18
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	7,67
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attrittive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,11
Massa partecipante	(t)	20,68
Fattore di massa partecipante		0,52
Accelerazione spettrale di attivazione	$m/s^2$	1,72
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,71
Pga domanda	$A_g/g$	0,08
Pga capacita'	$A_g/g$	0,08
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	74,00
Indicatore di rischio SLD		1,01
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	2,13
Pga domanda	$A_g/g$	0,21
Pga capacita'	$A_g/g$	0,17
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	402,00
Indicatore di rischio SLV		0,81
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA



**Cinematismo n.5 – IR = 0.36**

## VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 5

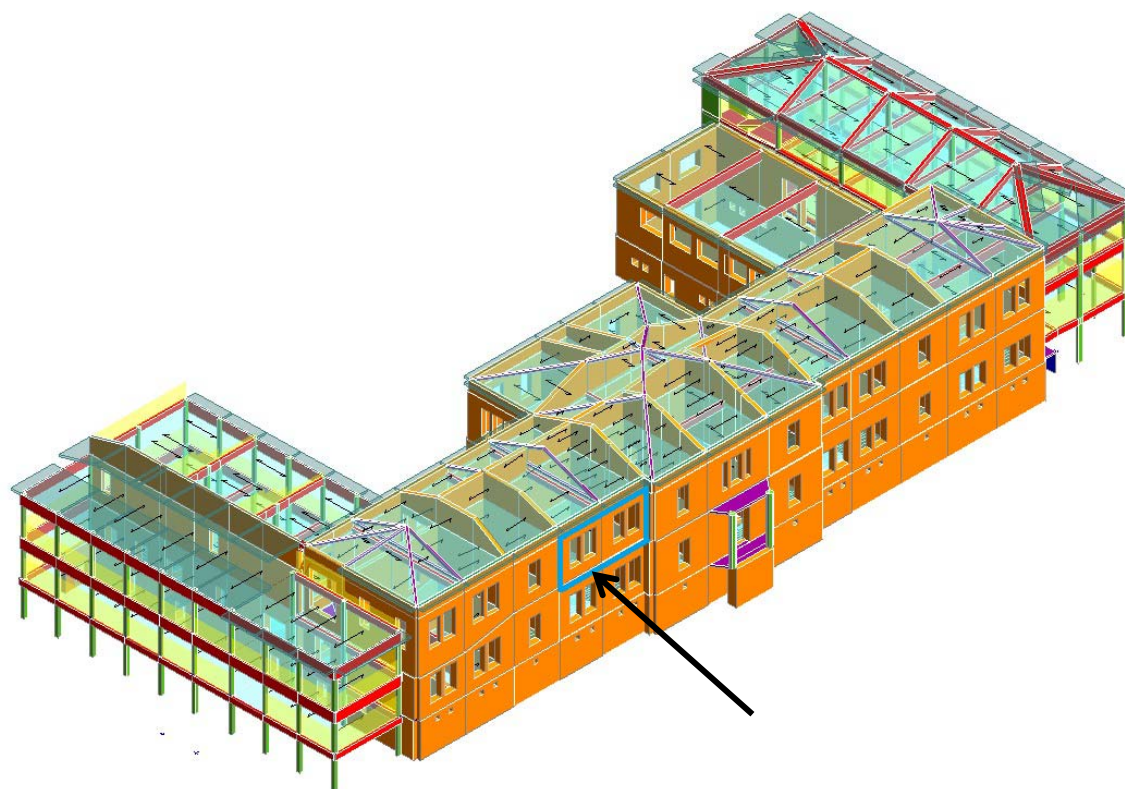
D A T I D I M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	16,43
Altezza del baricentro	(m)	8,98
Dimensione X porzione di struttura	(m)	2,61
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	13,10
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	31,34
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	18,34
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	3,50
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	33,95
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	18,34
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	3,50
Momento Ribaltante Forze sismiche ( $A_g/g=1$ )	(tm)	90,05
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	4,88
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attritive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,05
Massa partecipante	(t)	13,82
Fattore di massa partecipante		0,84
Accelerazione spettrale di attivazione	$m/s^2$	0,53
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,27
Pga domanda	$A_g/g$	0,08
Pga capacita'	$A_g/g$	0,03
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	30,00
Indicatore di rischio SLD		0,41
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,47
Pga domanda	$A_g/g$	0,21
Pga capacita'	$A_g/g$	0,07
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	62,00
Indicatore di rischio SLV		0,36
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA



**Cinematismo n.6 – IR = 0.34**

**VERIFICHE MECCANISMI LOCALI MURATURE: MECCANISMO 6**

D A T I D I M E C C A N I S M O		
Descrizione del meccanismo di collasso		
Tipologia meccanismo		Ribaltamento Semplice
Analisi cinematica lineare con fattore $q = 2$		
Si tiene conto della resistenza a schiacciamento		
Massa complessiva	(t)	8,70
Altezza del baricentro	(m)	11,07
Dimensione X porzione di struttura	(m)	2,61
Dimensione Y porzione di struttura	(m)	0,00
Dimensione Z porzione di struttura	(m)	8,30
Ascissa punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	31,34
Ordinata punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	18,25
Quota punto iniziale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Ascissa punto finale asse cerniera inferiore	(m)	33,95
Ordinata punto finale asse cerniera inferiore	(m)	18,25
Quota punto finale asse cerniera inferiore	(m)	8,30
Momento Ribaltante Forze sismiche ( $A_g/g=1$ )	(tm)	24,12
Momento Ribaltante Forze statiche	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante forze peso e carichi	(tm)	1,83
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai tiranti	(tm)	0,00
Momento Stabilizzante massimo dovuto ai cordoli	(tm)	0,00
Momento stabilizzante forze attrittive	(tm)	0,00
Moltiplicatore di collasso		0,08
Massa partecipante	(t)	7,36
Fattore di massa partecipante		0,85
Accelerazione spettrale di attivazione	$m/s^2$	0,73
Verifica allo SLD (non obbligatoria)		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	1,71
Pga domanda	$A_g/g$	0,08
Pga capacita'	$A_g/g$	0,03
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	30,00
Indicatore di rischio SLD		0,43
Verifica allo SLV		
Accelerazione limite di progetto	$m/s^2$	2,13
Pga domanda	$A_g/g$	0,21
Pga capacita'	$A_g/g$	0,07
Tempo di ritorno PGA capacita'	Anni	56,00
Indicatore di rischio SLV		0,34
LA VERIFICA SLV DEL MECCANISMO RISULTA		NON SODDISFATTA



**Cinematismo n.7 – IR = 0.50**



**MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA**

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulti pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

DATI INIZIALI	Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]	
		Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie					
		Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]			
		1	2	3	4	5			
	1	3,50			9,00			21,0	
	2	1,00	3,50		9,00	3,50		9,00	21,0
	3	1,00	3,50		9,00	3,50		9,00	18,0
	4								
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{Gi}$ [m]	
	1	0,60	3,50				1,75		
	2	0,60	4,80	0,40			2,47		
	3	0,45	4,10	0,30			1,93		
	4						0,00		
AZIONI SUI MACROELEMENTI									
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]	
	1	396,9							
	2	371,1		153,6					
	3	187,5		133,8					
	4	0,0							

(\*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(\*\*) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

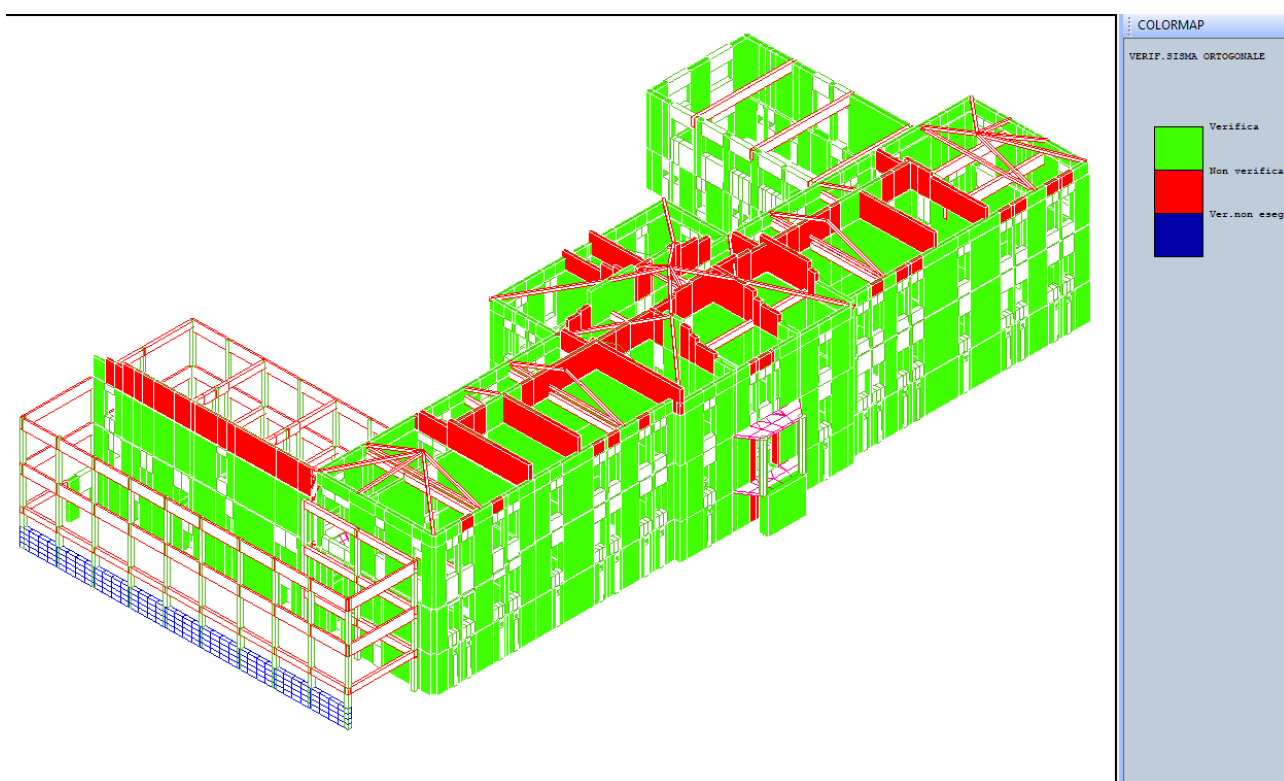
MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	3 - 2 - 1	272,6	101,6	0,0	0,0	
	3 - 2	153,5	101,6	0,0	0,0	
	3	42,2	40,1	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	3 - 2 - 1	4828,4	2933,5	0,0	0,0	0,0
	3 - 2	2178,8	1927,7	0,0	0,0	0,0
	3	362,1	548,4	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,048	1,20	94,167	0,743	0,530
	3 - 2	0,062		69,052	0,801	0,634
	3	0,090		28,670	0,875	0,844
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00			
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00			
	Categoria suolo di fondazione		D			
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,208			
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,440			
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,330			
	Fattore di smorzamento $\eta$		0,050			
	Altezza della struttura H [m]		16,40			
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,639			
	Coefficiente $C_C$		2,176			
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,639			
	Numero di piani dell'edificio N		3			
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,286			
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,407			
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_a(T_1)$ (C8A.4.10)	
	3 - 2 - 1			0,066		
	3 - 2	3,50	0,213	0,079	4,622	
	3	8,30	0,506	0,105	2,595	
	-	-	-	-	-	
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)				
	3 - 2 - 1	0,066				
	3 - 2	0,079				
	3	0,105				
-	-					

Si riportano quindi gli Indici di Rischio per Cinematismi Locali di collasso individuati:

CINEMATISMO	Ir
<b>1</b>	<b>.32</b>
2	.69
3	.40
4	.81
5	.36
6	.34
7	.50

La verifica a Sisma Ortogonale è una verifica locale nei confronti dell' espulsione fuori dal piano del pannello murario (pressoflessione fuori dal piano o meccanismo di 1° modo):



In rosso sono evidenziati gli elementi non verificati; in particolare i setti interni in copertura in direzione longitudinale e trasversale sono privi di un cordolo sommitale ammorsato alle pareti murarie che ne blocca lo spostamento in testa; per questo sotto l'azione sismica il singolo pannello si comporta una mensola.

L' indice di rischio minimo risulta **Ir = 0.255**.

Sotto un estratto della verifica:

VERIFICA A SISMA ORTOGONALE												
Tempo Ritorno Sisma Ortogonale: 30											Anni	
Quota N.ro	Muro N.ro	Sez.	Cmb ort	Coeff. secur.	Nru (t)	Vru (t)	Mru (t*m)	Nd (t)	Vd (t)	Md (t*m)	PGA (Ag/g)	STRINGA DI CONTROLLO
4	171	Testa 3		12,15	51,00	1,41	0,00	0,00	0,12	0,00	2,526	OK
		Mezz.11		0,42	1,05	1,58	0,15	1,05	0,45	0,36	0,088	NO VERIF
		Piedell		0,26	2,10	1,76	0,30	2,10	0,78	1,16	0,054	NO VERIF

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

#### ***8.1.4 - Verifica degli elementi strutturali secondari***

Il timpano in muratura di mattoni pieni a livello di copertura sul fronte della struttura costituisce per la struttura un elemento non strutturale modellato esclusivamente come carico portato.

In particolare si riporta la verifica del cinematismo locale di un porzione, compresa tra due pilastrini, nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). La parete oggetto di verifica, è evidenziata nella foto seguente:



In assenza di misure dirette si assume una parete di spessore 30cm e altezza 1.50m.; di seguito la verifica dell' elemento:

**MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA**

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulta pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	3,50		5,90			21,0	
2	4,80		5,90			21,0	
3	5,30		5,90			18,0	
4	1,50		5,90			18,0	
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{Gi}$ [m]
1	0,60	3,50				1,75	
2	0,60	4,80				2,40	
3	0,45	5,30				2,65	
4	0,30	1,50				0,75	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_{Hi}$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	260,2						
2	356,8						
3	253,3						
4	47,8						

(\*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(\*\*) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

DATI DI CALCOLO						
MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]		
4 - 3 - 2 - 1	249,3	0,0	0,0	0,0		
4 - 3 - 2	171,2	0,0	0,0	0,0		
4 - 3	64,2	0,0	0,0	0,0		
4	7,2	0,0	0,0	0,0		
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]	
4 - 3 - 2 - 1	6019,9	0,0	0,0	0,0	0,0	
4 - 3 - 2	3261,9	0,0	0,0	0,0	0,0	
4 - 3	960,3	0,0	0,0	0,0	0,0	
4	35,8	0,0	0,0	0,0	0,0	
MULTIPLICATORE $\alpha_0$						
Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]	
4 - 3 - 2 - 1	0,041	1,20	69,141	0,739	0,458	
4 - 3 - 2	0,052		49,892	0,744	0,577	
4 - 3	0,067		26,648	0,868	0,629	
4	0,200		4,872	1,000	1,635	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
PARAMETRI DI CALCOLO						
Fattore di struttura $q$		2,00				
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00				
Categoria suolo di fondazione		D				
PGA di riferimento $a_g(P_{V_e})$ [g]		0,208				
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,440				
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,330				
Fattore di smorzamento $\eta$		0,050				
Altezza della struttura $H$ [m]		16,60				
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,639				
Coefficiente $C_C$		2,176				
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$		1,639				
Numero di piani dell'edificio $N$		4				
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,333				
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,411				
Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g(SLV)$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)		
4 - 3 - 2 - 1			0,057			
4 - 3 - 2	3,50	0,211	0,072	4,103		
4 - 3	8,30	0,500	0,078	1,887		
4	13,60	0,819	0,203	2,993		
PGA-SLV						
Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)					
4 - 3 - 2 - 1	0,057					
4 - 3 - 2	0,072					
4 - 3	0,078					
4	0,203					

L' indice di rischio risulta  $I_R = 0.203/0.208 = 0.976$

## 8.2 – Strutture in c.a.

### 8.2.1 – Corpo B (US1)

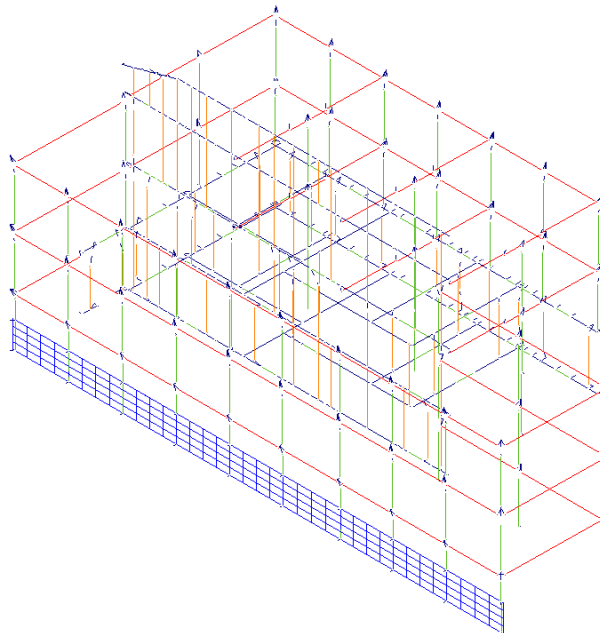


Figura 108 - Modello globale dell'input spaziale

Per la valutazione della vulnerabilità sismica è stata effettuata **un'analisi statica non lineare** considerando la distribuzione di forze proporzionali alla massa (Pushmassa) e proporzionale alle forze dell'analisi sismica dinamica lineare (Pushmode).

Si eseguono quindi le seguenti analisi:

<b>Push 1</b>	Pushmode X+ Ecc+
<b>Push 2</b>	Pushmode X- Ecc+
<b>Push 3</b>	Pushmode Y+ Ecc+
<b>Push 4</b>	Pushmode Y- Ecc+
<b>Push 5</b>	Pushmassa X+ Ecc+
<b>Push 6</b>	Pushmassa X- Ecc+
<b>Push 7</b>	Pushmassa Y+ Ecc+
<b>Push 8</b>	Pushmassa Y- Ecc+
<b>Push 9</b>	Pushmode X+ Ecc-
<b>Push 10</b>	Pushmode X- Ecc-
<b>Push 11</b>	Pushmode Y+ Ecc-
<b>Push 12</b>	Pushmode Y- Ecc-
<b>Push 13</b>	Pushmassa X+ Ecc-
<b>Push 14</b>	Pushmassa X- Ecc-
<b>Push 15</b>	Pushmassa Y+ Ecc-
<b>Push 16</b>	Pushmassa Y- Ecc-

I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di collasso SLV, il cui periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è pari a 712 anni.

L'indice di rischio viene calcolato in termini di spostamento, rapportando la capacità alla domanda.

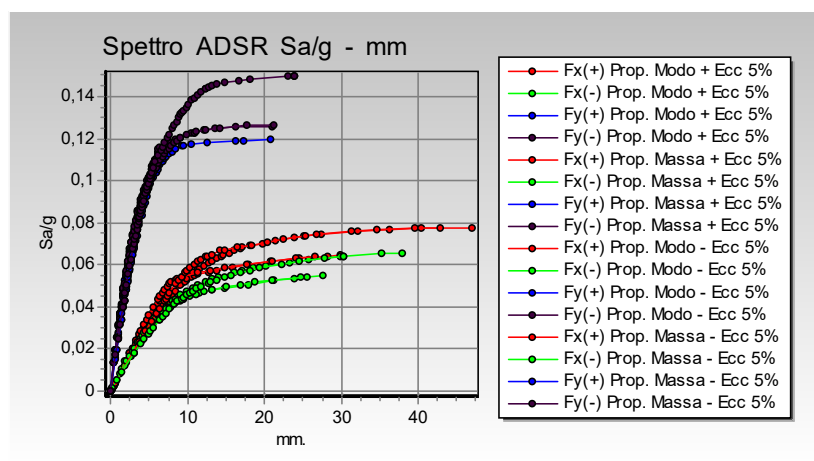
Viene quindi eseguita l'analisi statica non lineare volta a ricercare l'indice di rischio legato ai meccanismi di collasso fragile e duttile di travi e pilastri.

Tra le ipotesi di partenza dell'analisi si esclude la verifica dei nodi in cls.

Si riporta di seguito i risultati relativi all'analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	IR=indice di rischio PgaSLV/Pga10%
1	.352
2	.291
3	.49
4	.507
5	.49
6	.401
7	.258
8	.258
9	.324
10	.308
11	.258
12	.509
13	.465
14	.315
15	.258
16	.524
Min. PgaSL/Pga%	.258



Il **corpo B** presenta un indice di rischio dovuto a problemi di taglio con rottura di tipo fragile del pilastro tozzo al piano seminterrato che limita molto la capacità della struttura.



Si riporta la colormap dell' analisi più penalizzante: in direzione Y la Push 7 (Pushmassa Y+TP) con un  $I_R=0,26$ .

---

**RISULTATI GENERALI PUSH-OVER**


---

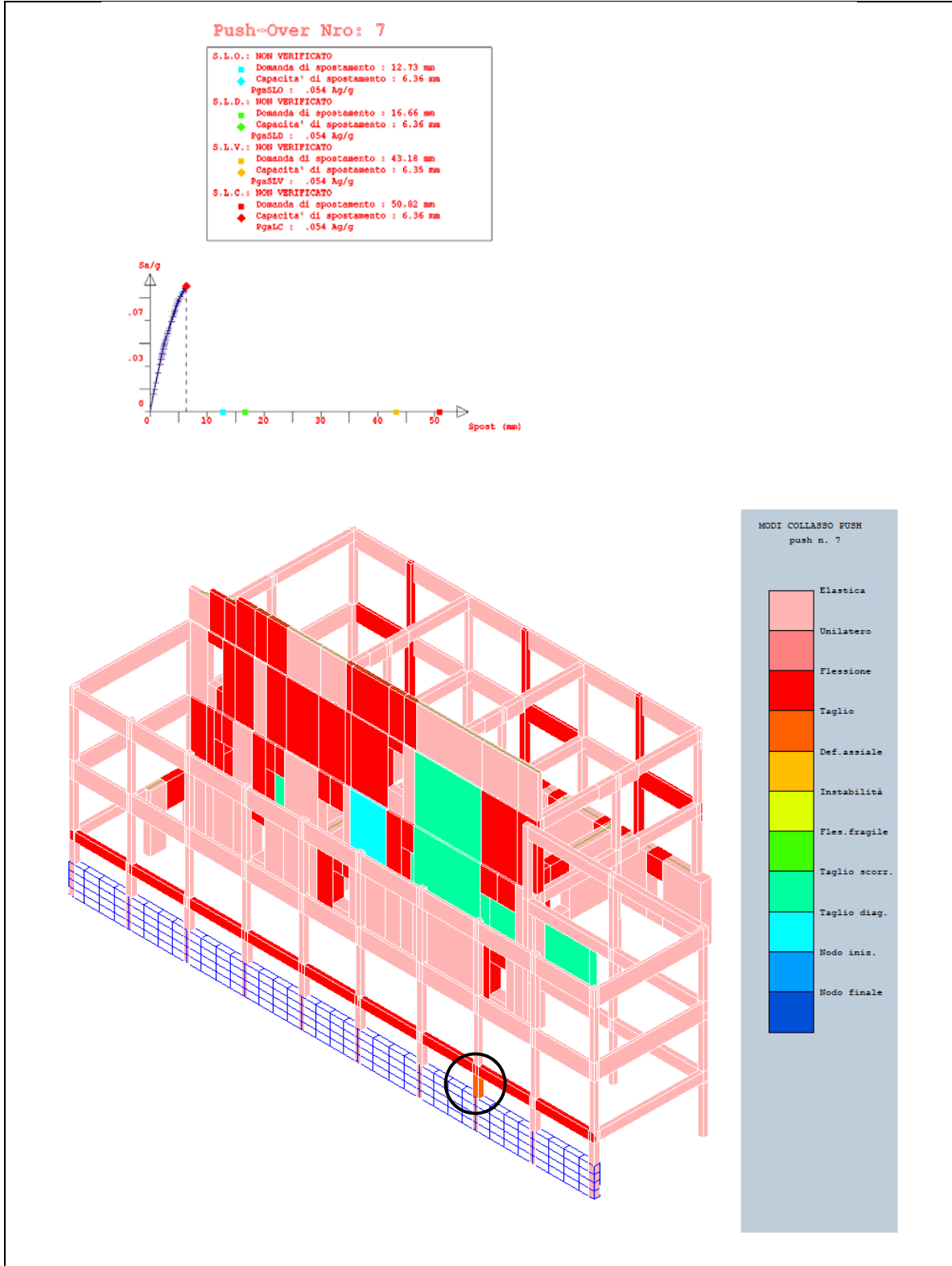
MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER	
- Analisi con meccanismi DUTTILI E FRAGILI - NESSUNA modalita' di collasso considerata per il nodo in CLS - Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS - Collasso per ripresa di getto IGNORATA - Effetti P-Delta IGNORATI - DISTRIBUZ FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE: Proporz.Forze Analisi Sism.Dinamica	

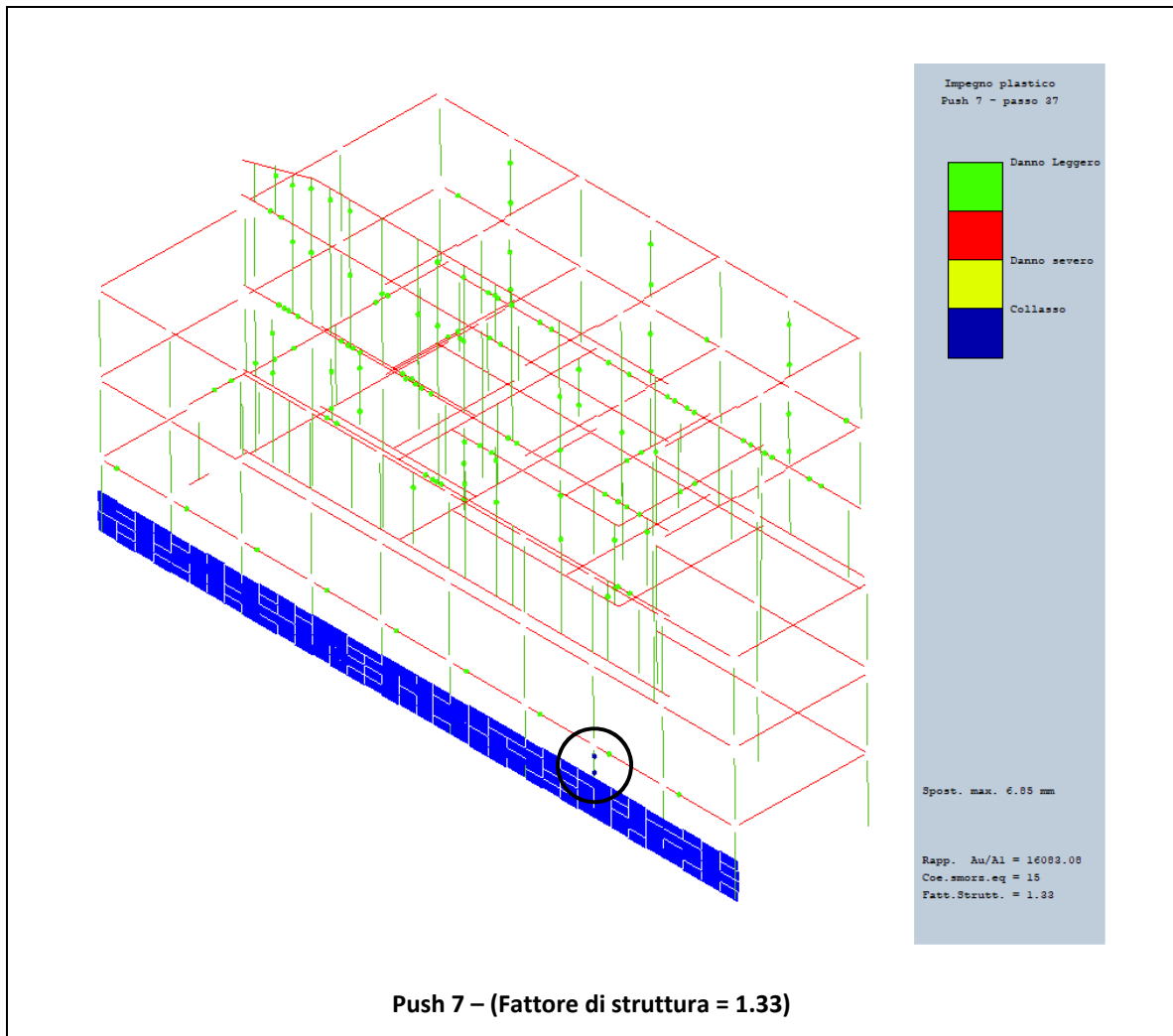
---

**RISULTATI GENERALI PUSH-OVER**


---

PUSH-OVER N.ro				7 - Distrib.Forze Fy(+) Prop.Massa: +Ecc5%			
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1				
Numero passo Resist.Max.	37	Numero passi significativi	37				
Massa SDOF (t)	1572,27	Taglio alla base max. (t)	173,41				
Coeff. Partecipazione	1,00	Resistenza SDOF (t)	155,94				
Rigidezza SDOF (t/m)	36093,02	Spostam. Snervam. SDOF mm	4				
Periodo SDOF (sec)	0,42	Rapporto di incrudimento	0,000				
Rapporto Alfau/alfal	16083,082	Fattore struttura	1,334				
Coeff Smorzam.Equival.	15,000	Duttilita	1,472				
S T A T O L I M I T E D I O P E R A T I V I T A'							
D O M A N D A				C A P A C I T A'			
Spostamento mm	12,732	Spostamento mm	6,362				
S.L. Operativita'	NON VERIFICA	Numero passo precedente	36				
PgaLO/g	0,054	ZetaE=PgaLO/Pga 81%	0,840				
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	2,50	TrCLO	18,000				
Vita Residua (anni)	20,000	(TrCLO/TDLO)^a	0,686				
S T A T O L I M I T E D I D A N N O							
D O M A N D A				C A P A C I T A'			
Spostamento mm	16,663	Spostamento mm	6,362				
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	36				
PgaLD/g	0,054	ZetaE=PgaLD/Pga 63%	0,664				
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	3,18	Asta3D Nro					
Vita Residua (anni)	12,000	TrCLD	18,000				
-----		(TrCLD/TDLD)^a	0,556				
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A							
D O M A N D A				C A P A C I T A'			
Spostamento mm	43,184	Spostamento mm	6,357				
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	36				
PgaLV/g	0,054	ZetaE=PgaLV/Pga 10%	<b>0,258</b>				
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	7,36	Asta3D Nro	19				
Vita Residua (anni)	1,333	TrCLV	18,000				
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0,220				





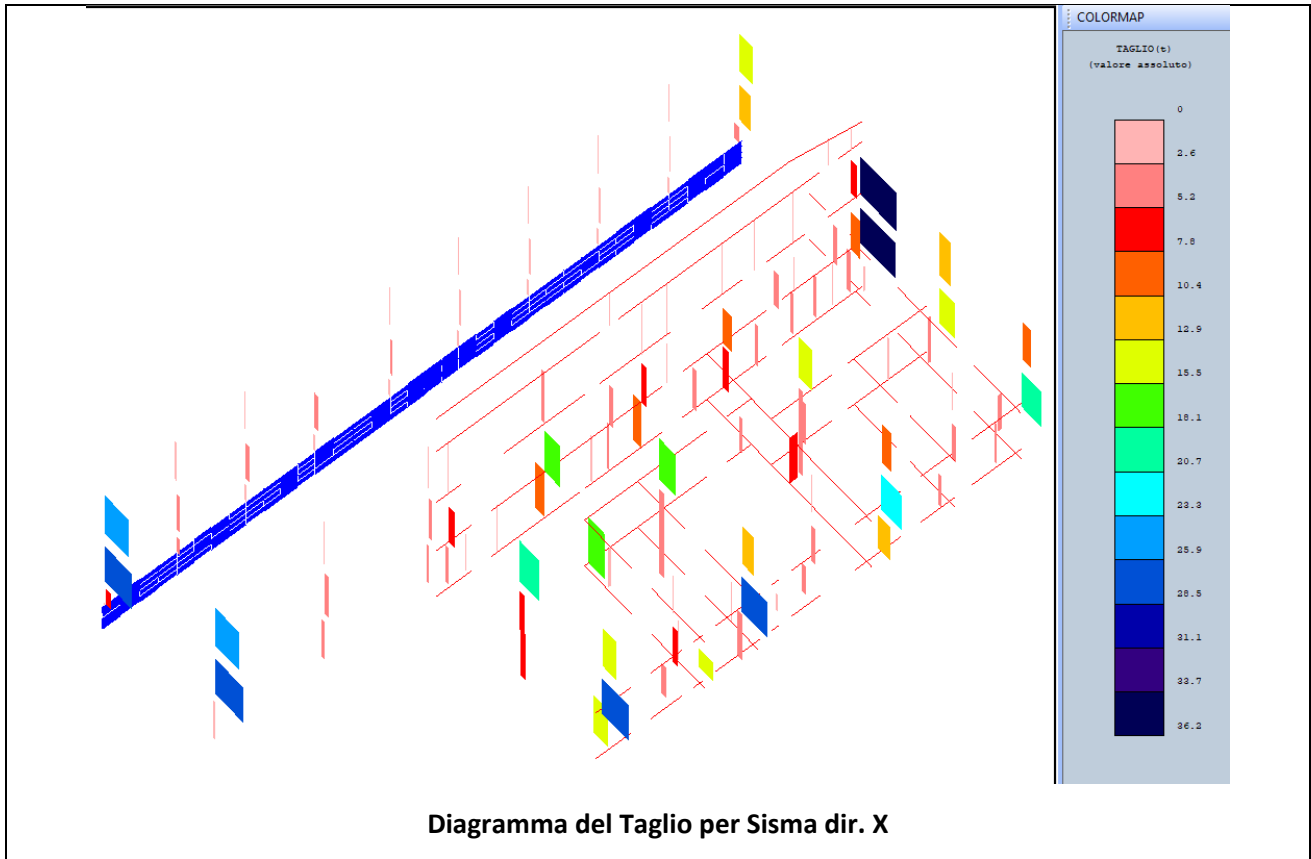
In generale le curve di pushover, a meno della 7,8,11 e 15 dove si ha un meccanismo di rottura fragile, mostrano un tratto finale curvo indice di capacità duttile; la risposta della struttura è influenzata dalla presenza della parete centrale in muratura (struttura mista muratura – c.a.); la tabella sotto mette in evidenza la diversa distribuzione delle rigidezze nelle due direzioni X e Y:

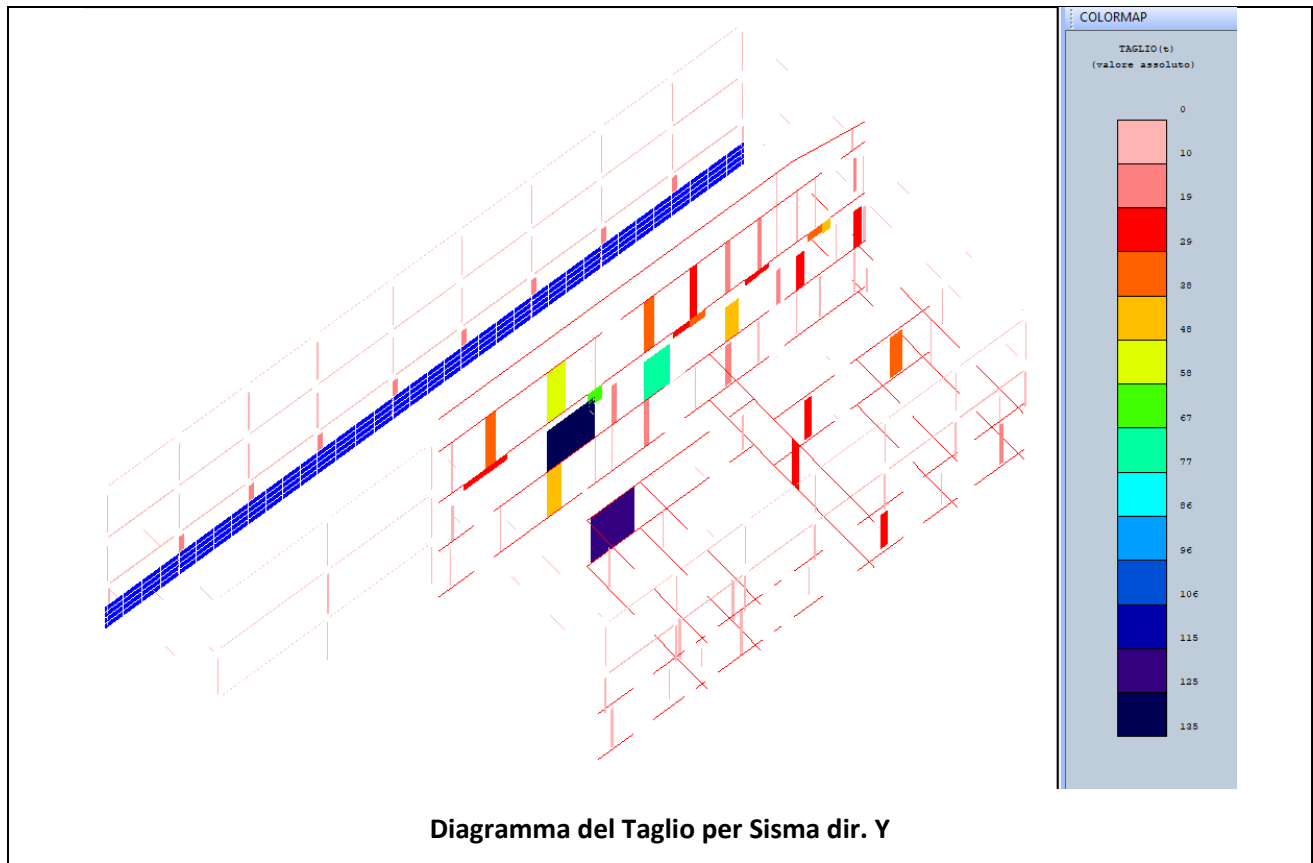
**PERCENTUALI RIGIDEZZE PILASTRI E SETTI**

Piano N.r	RAPPORTO DELLE RIGIDEZZE IN DIREZIONE X			RAPPORTO DELLE RIGIDEZZE IN DIREZIONE Y		
	RigidezzaPilastri	Rigidezza Setti	Rigid.Elem.Second	RigidezzaPilastri	Rigidezza Setti	Rigid.Elem.Second
	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti	Rig.Pil+Rig.Setti
1	0,01	0,99	0,00	0,01	0,99	0,00
2	1,00	0,00	0,00	0,14	0,86	0,00
3	1,00	0,00	0,00	0,16	0,84	0,00

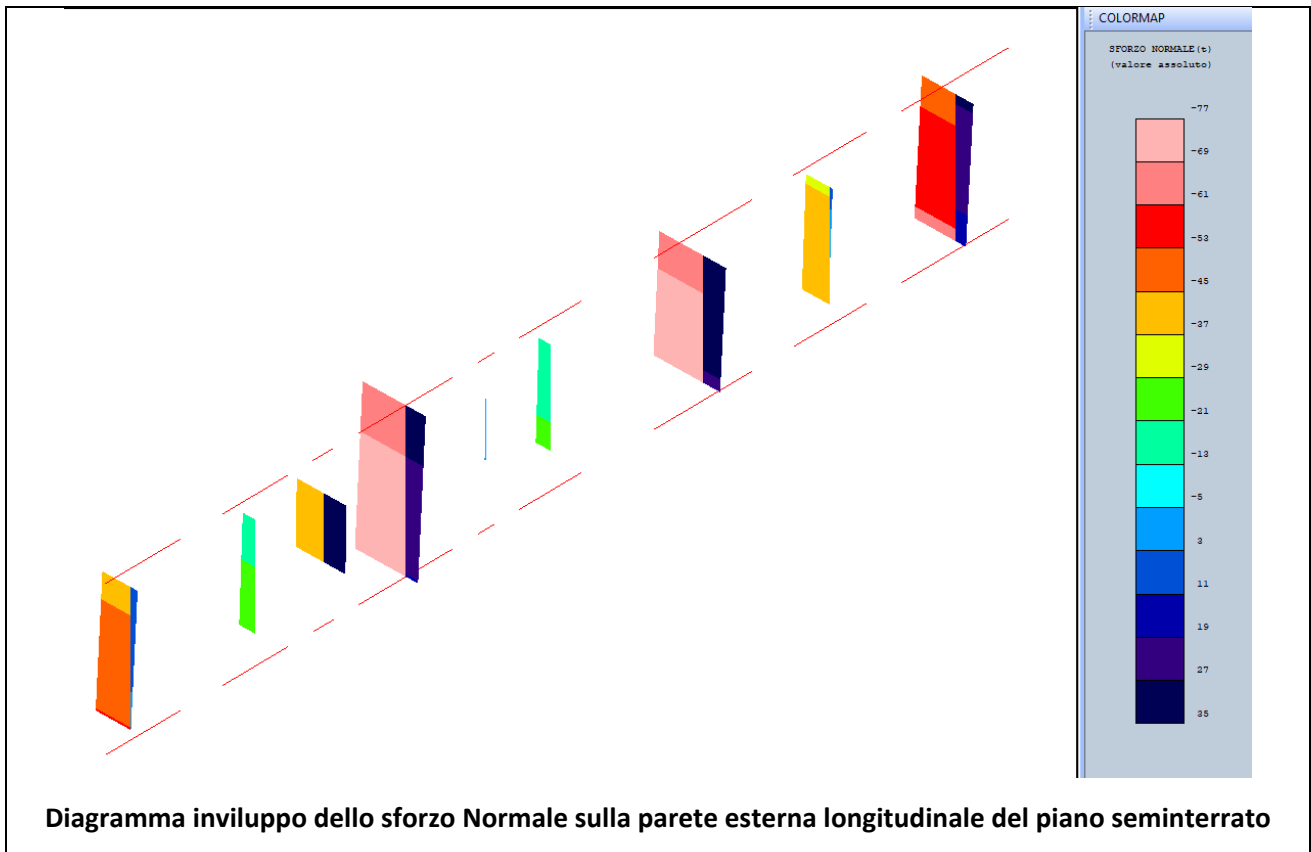
Un analisi lineare con fattore di struttura  $q = 1.50$  ha confermato la distribuzione dei tagli in condizione sismica in funzione della diversa distribuzione delle rigidezze nelle due direzioni tra pilastri e setto in muratura centrale: per sisma in X al secondo e terzo livello gli elementi più sollecitati risultano le colonne d'

angolo per via dell' eccentricità tra masse e rigidzze, mentre per sisma in Y i tagli sono assorbiti dal muro di spina centrale.





Va evidenziato come fattore di criticità, la presenza di pilastri intestati su un cordolo realizzato sulle pareti di muratura esterne del seminterrato e che, in condizioni sismiche, mandano in trazione la muratura, annullando quindi la sua resistenza. Gli elaborati progettuali non chiariscono se il cordolo sia semplicemente gettato in testa alla muratura o innestato mediante opportune perforazioni; queste due diverse condizioni possono influenzare la trasmissione delle sollecitazioni delle colonne alla muratura.



**8.2.1.1 – Analisi dei meccanismi di collasso dei nodi non confinati**

Attraverso le analisi precedenti è stato considerato il comportamento globale strutturale a prescindere dai meccanismi di collasso che posso verificarsi nei nodi non confinati, elemento critico in quanto progettati in assenza di normativa sismica e privi di staffe interne; conoscendo la natura del meccanismo dei nodi si esegue un controllo su uno di quelli maggiormente sollecitati a flessione dalla trave che si innesta su esso; si parte quindi dalla visualizzazione del diagramma dei momenti flettenti negativi corrispondente allo step 41 della push 7 (spostamento massimo laterale 23.85mm):

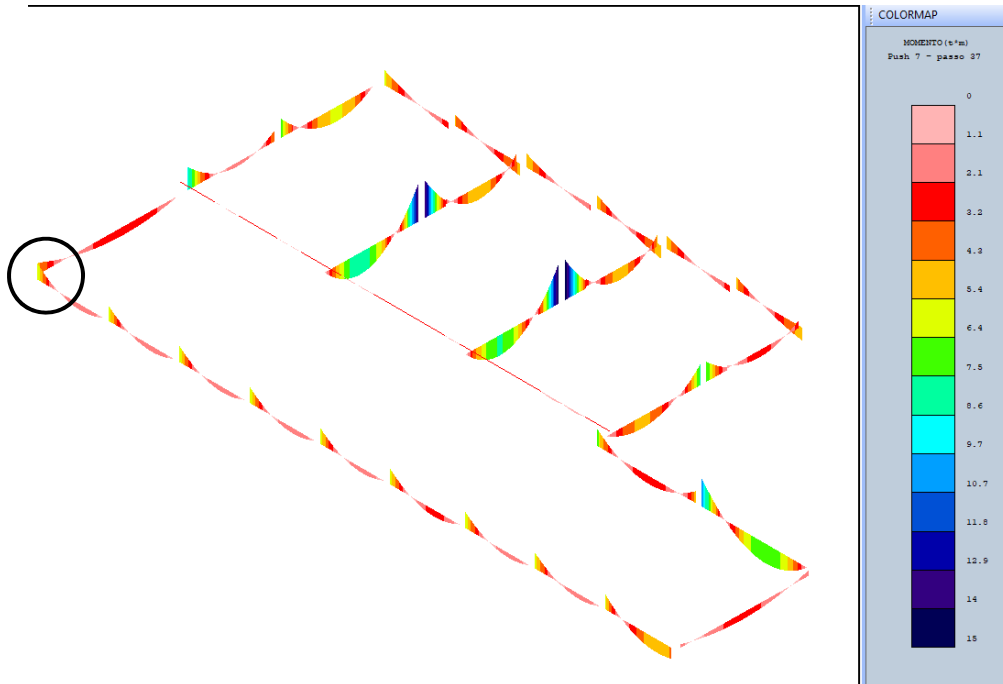


Figura 109 – Diagramma dei momenti Push 7 – passo 37 (Secondo solaio)

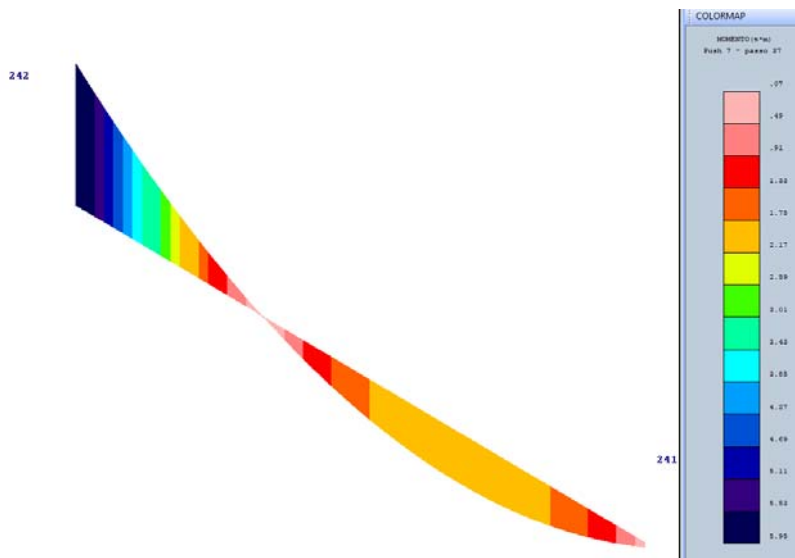


Figura 110 – Nodo 242

**VERIFICA DI NODI NON CONFINATI**

n° nodo	242	
n° filo	110	
n° piano	2	
Direzione di analisi	Y	
n° push	7	
n° passo	37	
$V_c$	0 kN	taglio sismico presente nel pilastro superiore
$N$	0 kN	azione assiale presente nel pilastro superiore
$M$	59500 kNm	momento flettente negativo sulla trave
$b_{pil}$	300 mm	base pilastro
$h_{pil}$	300 mm	altezza pilastro
$c$	20 mm	copriferro pilastro
$b$	150 mm	base trave
$h$	1000 mm	altezza trave
$d$	20 mm	copriferro trave
$A_{V\ sup}$	358 mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale superiore della trave
$A_{V\ inf}$	308 mm <sup>2</sup>	armatura longitudinale inferiore della trave
$\gamma_{RD}$	1,20	fattore di sovrarresistenza
$v_d$	0,000	forza assiale normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo cls
Acciaio da c.a. $f_{ym}$	270 N/mm <sup>2</sup>	
FC	1,20	
Acciaio da c.a. $f_{yd}$	196 N/mm <sup>2</sup>	
$V_n = M/(h-d) - V_c$	60,71 kN	taglio agente in direzione orizzontale nel nodo (Trazione sul nodo)
$f_{cm}$	13,17 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd}$ (duttili)	10,98 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{cd}$ (elementi fragili)	6,22 N/mm <sup>2</sup>	
$f_{ctd} = 0.3 f_{cd}^{0.5}$	0,748 N/mm <sup>2</sup>	
$b_j$	300 mm	larghezza effettiva del nodo
$h_{jc}$	260 mm	distanza tra le gaciture più esterne delle armature del pilastro
$A_g$	78000 mm <sup>2</sup>	sezione orizzontale del nodo

$$\sigma_{st} = \frac{N}{2A_x} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_x}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_x}\right)^2} = 0,778 \text{ N/mm}^2 > 0,748 \text{ N/mm}^2 \text{ trazione diagonale del cls} \quad \text{Non verifica}$$

$$\sigma_{mc} = \frac{N}{2A_x} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_x}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_x}\right)^2} = 0,778 \text{ N/mm}^2 < 3,110 \text{ N/mm}^2 \text{ compressione dagonale del cls} \quad \text{Ok}$$

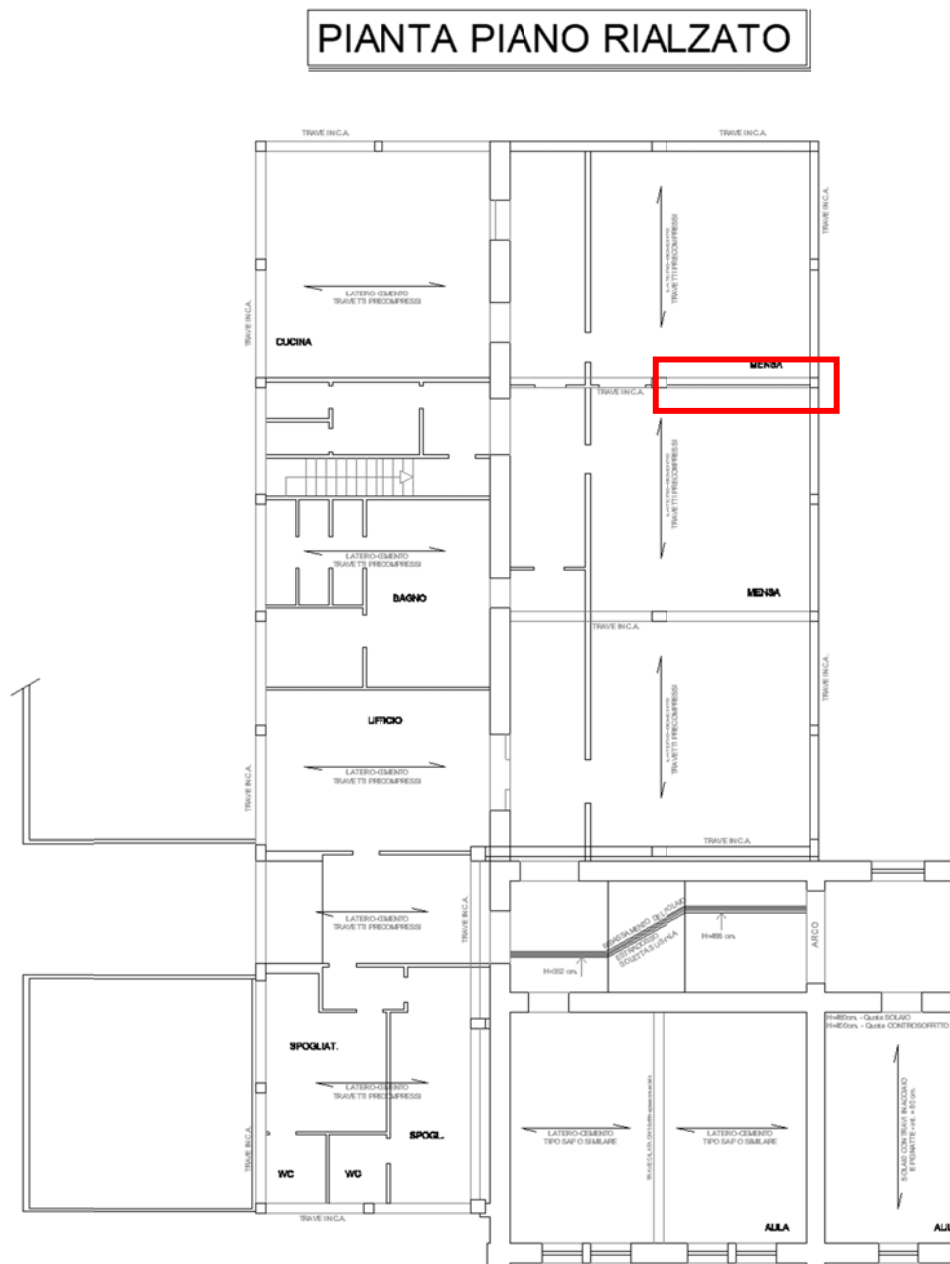
Le verifiche mostrano la sofferenza del nodo che a fronte di una capacità resistente di 0.75MPa a trazione, viene sollecitato a 0.78MPa; dunque allo step di controllo della capacità deformativa laterale valida per la pushover n° 7, il nodo è già andato in crisi e pertanto a rigore la capacità di spostamento laterale del fabbricato è minore di quella calcolata con l' analisi pushover vista sopra.



**8.2.1.2 – Verifica degli elementi strutturali secondari**

Le pareti di tamponamento e i divisori interni sono realizzati in blocchi semipieni di laterizio tipo doppio UNI o 21 fori e costituiscono per il complesso elementi non strutturali modellati esclusivamente come carichi portati.

In assenza di dispositivi o accorgimenti per evitare meccanismi di ribaltamento si riporta la verifica del cinematismo locale di un divisorio interno nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). La parete oggetto di verifica, è evidenziata nella planimetria seguente:



**MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA**

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulta pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	3,50		4,30			15,0	
2							
3							
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{Gi}$ [m]
1	0,15	3,50				1,75	
2						0,00	
3						0,00	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	33,9						
2	0,0						
3	0,0						
4	0,0						

(\*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(\*\*) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	1	2,5	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI						
DATI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	1	59,3	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	1	0,043	1,20	3,452	1,000	0,350
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.	0,000		0,000	N.C.	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008						
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00			
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00			
	Categoria suolo di fondazione		D			
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,208			
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,440			
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,330			
	Fattore di smorzamento $\eta$		0,050			
	Altezza della struttura H [m]		11,10			
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,639			
	Coefficiente $C_C$		2,176			
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,639			
	Numero di piani dell'edificio N		1			
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,000			
	Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,304			
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	
	1			0,044		
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	
	-	-	-	-	-	
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)				
	1	0,044				
	-	-				
	-	-				
	-	-				

L'indice di rischio risulta  $I_R = 0.044/0.208 = 0.211$  ma la norma impone comunque un limite inferiore al tempo di ritorno del sisma a  $T_R = 30$ anni per il quale corrisponde un accelerazione massima al sito di  $0.053g$ ; quindi  $I_R = 0.053/0.208 = 0.255$

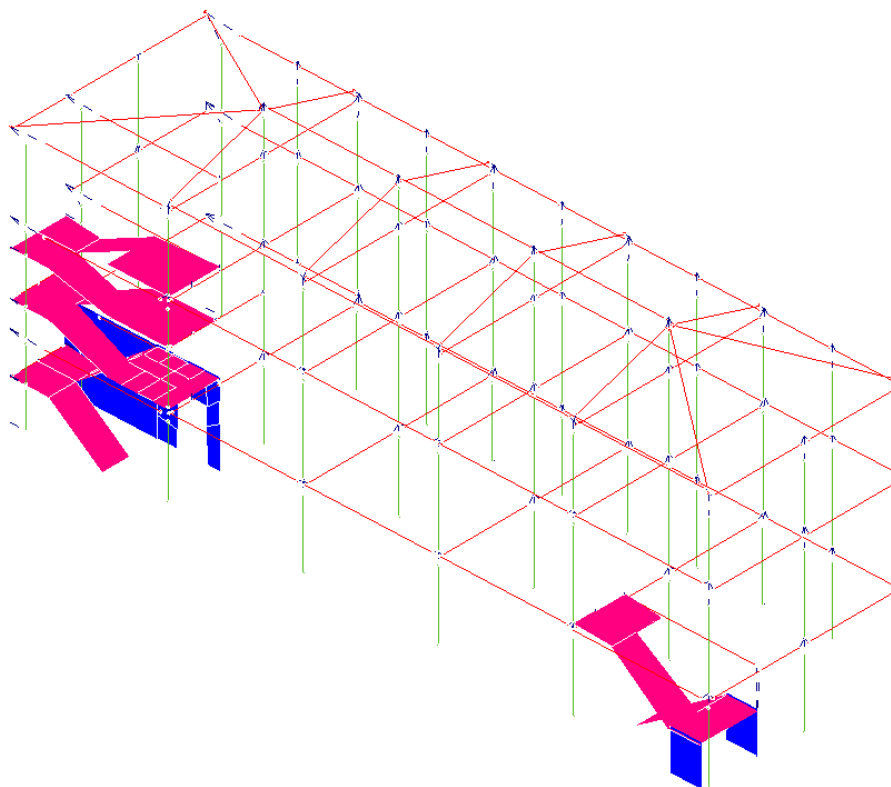
**8.3.1 - Corpo C (US2)**

Figura 111 - Modello globale dell'input spaziale

Per la valutazione della vulnerabilità sismica è stata effettuata **un'analisi statica non lineare** considerando la distribuzione di forze proporzionali alla massa (Pushmassa) e proporzionale alle forze dell'analisi sismica dinamica lineare (Pushmode).

Si eseguono quindi le seguenti analisi:

<b>Push 1</b>	Pushmode X+ Ecc+
<b>Push 2</b>	Pushmode X- Ecc+
<b>Push 3</b>	Pushmode Y+ Ecc+
<b>Push 4</b>	Pushmode Y- Ecc+
<b>Push 5</b>	Pushmassa X+ Ecc+
<b>Push 6</b>	Pushmassa X- Ecc+
<b>Push 7</b>	Pushmassa Y+ Ecc+
<b>Push 8</b>	Pushmassa Y- Ecc+
<b>Push 9</b>	Pushmode X+ Ecc-
<b>Push 10</b>	Pushmode X- Ecc-
<b>Push 11</b>	Pushmode Y+ Ecc-
<b>Push 12</b>	Pushmode Y- Ecc-
<b>Push 13</b>	Pushmassa X+ Ecc-
<b>Push 14</b>	Pushmassa X- Ecc-
<b>Push 15</b>	Pushmassa Y+ Ecc-
<b>Push 16</b>	Pushmassa Y- Ecc-

I risultati delle analisi vanno ricercati in corrispondenza dello stato limite di collasso SLV, il cui periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  è pari a 712 anni.

L'indice di rischio viene calcolato in termini di spostamento, rapportando la capacità alla domanda.

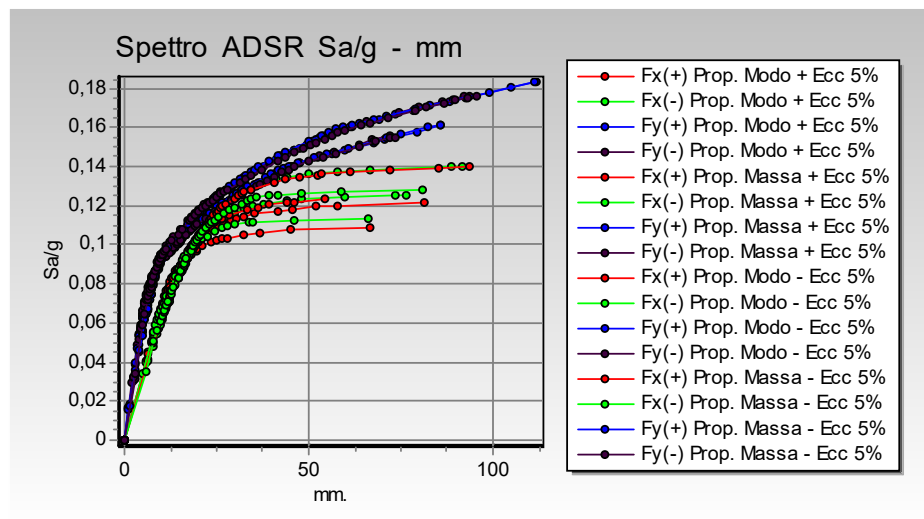
Viene quindi eseguita l'analisi statica non lineare volta a ricercare l'indice di rischio legato ai meccanismi di collasso fragile e duttile di travi e pilastri.

Tra le ipotesi di partenza dell'analisi si esclude la verifica dei nodi in cls.

Si riporta di seguito i risultati relativi all'analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	<b>IR=indice di rischio</b> PgaSLV/Pga10%
1	.603
2	.705
3	.884
<b>4</b>	<b>.763</b>
5	.707
6	.806
7	1.169
8	.967
<b>9</b>	<b>.527</b>
10	.6
11	.882
12	.77
13	.835
14	.704
15	1.155
16	.982
Min. PgaSL/Pga%	<b>.527</b>



Nonostante ad una concezione strutturale condizionata dall'applicazione di norme non sismiche per progettare l'opera, le curve sopra riportate individuano un comportamento condizionato da rotture di tipo duttile.

Il **corpo C** presenta infatti un indice di rischio dovuto a problemi di flessione, normativamente meno "gravi" rispetto a quelli per taglio, perché consentono di avere una maggiore duttilità.

Si riportano le colormap delle analisi più penalizzanti: in direzione X la Push 9 (Pushmode X+TN) a cui corrisponde un  $I_R=0,53$ , e in direzione Y la Push 4 (Pushmode Y-TP) con un  $I_R=0,76$ .

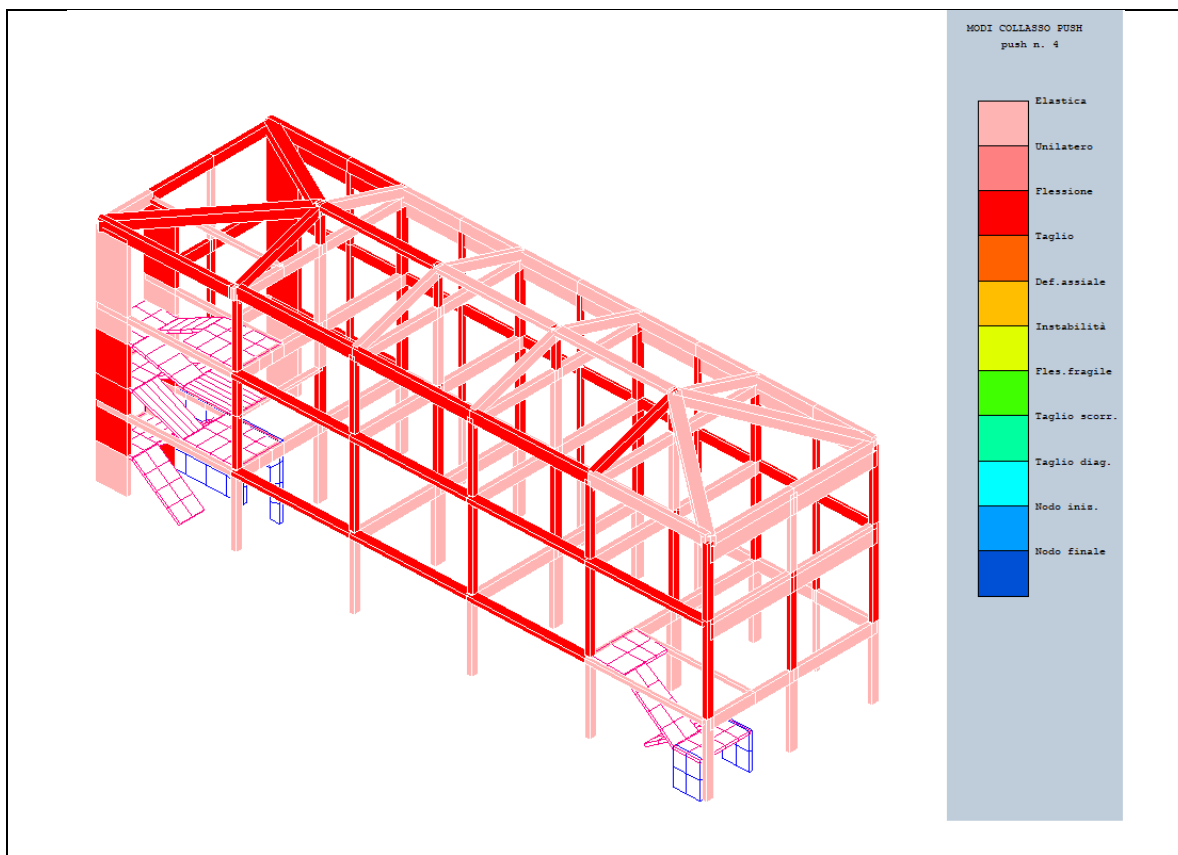
**RISULTATI GENERALI PUSH-OVER**

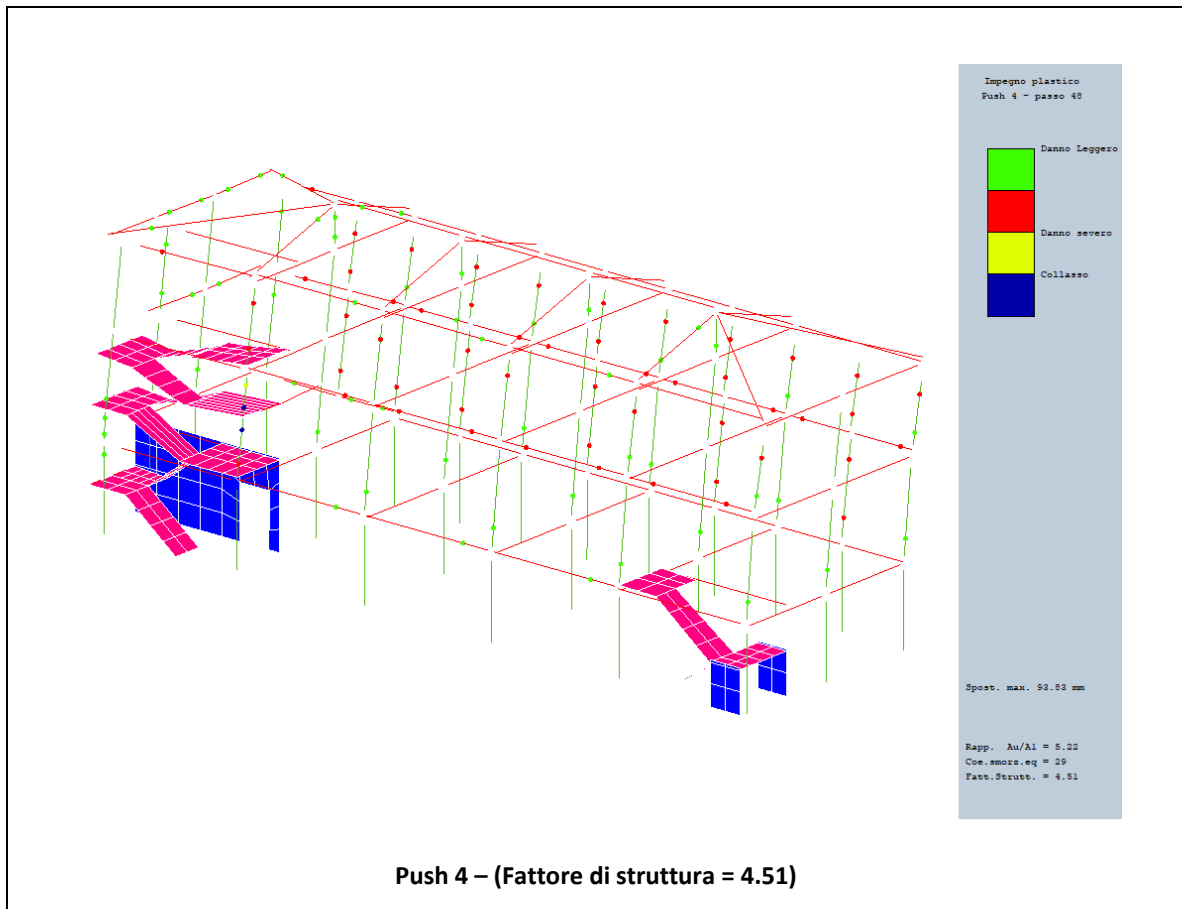
MECCANISMI DI COLLASSO CONSIDERATI NELLA ANALISI PUSH-OVER	
- Analisi con meccanismi DUTILI E FRAGILI - NESSUNA modalita' di collasso considerata per il nodo in CLS - Collasso a taglio considerato su TUTTE le aste in CLS - Collasso per ripresa di getto IGNORATA - Effetti P-Delta IGNORATI - DISTRIBUZ FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE: Proporz.Forze Analisi Sism.Dinamica	

**RISULTATI GENERALI PUSH-OVER**

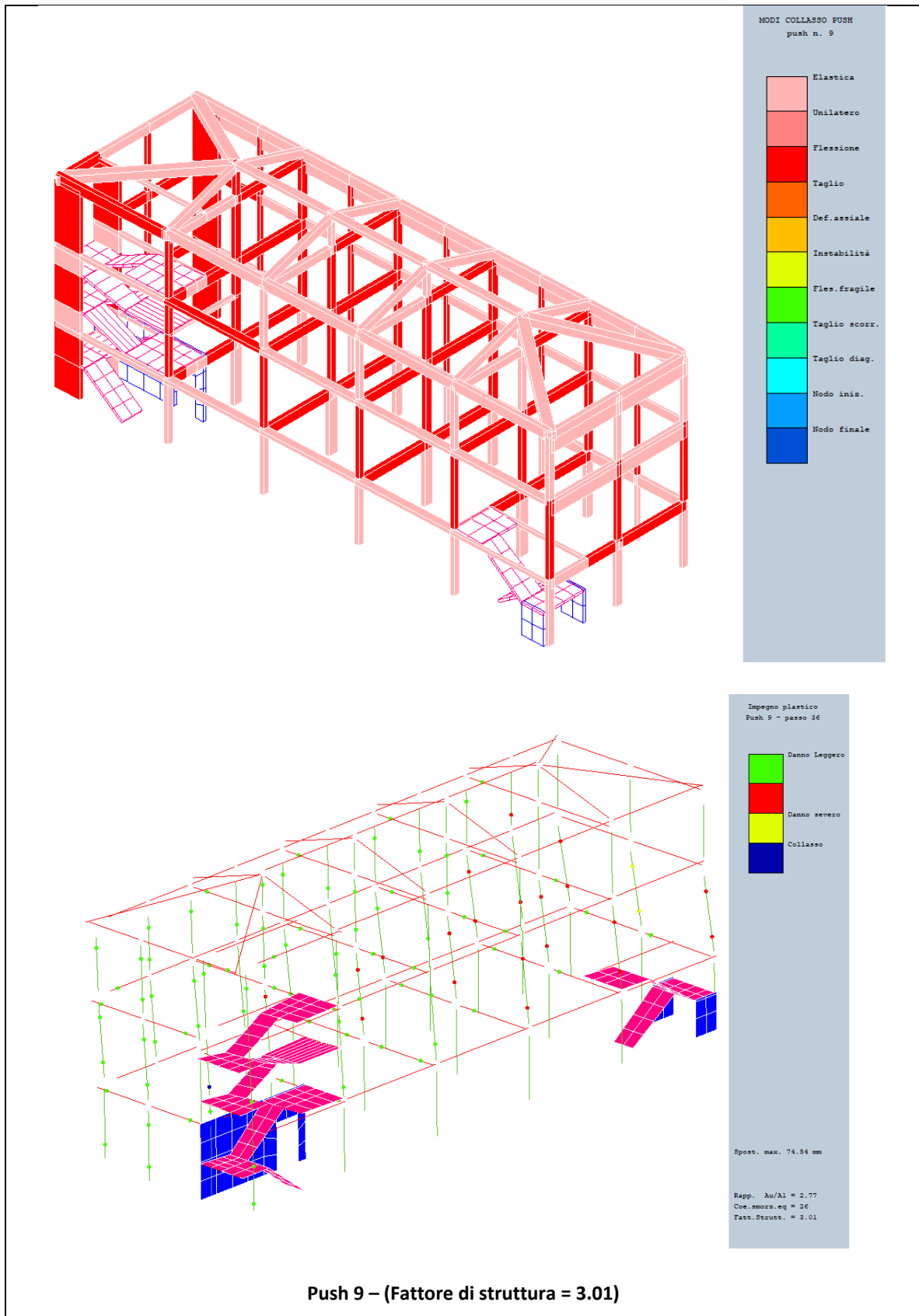
PUSH-OVER N.ro				4 - Distrib.Forze Fy(-) Prop.Modolo: +Ecc5%			
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	270	Numero collassi totali	1				
Numero passo Resist.Max.	48	Numero passi significativi	48				
Massa SDOF (t)	794,36	Taglio alla base max. (t)	160,40				
Coeff. Partecipazione	1,30	Resistenza SDOF (t)	108,84				
Rigidezza SDOF (t/m)	6803,73	Spostam. Snervam. SDOF mm	16				
Periodo SDOF (sec)	0,69	Rapporto di incrudimento	0,000				
Rapporto Alfau/alfal	5,218	Fattore struttura	4,506				
Coeff Smorzam.Equival.	29,000	Duttilita	4,506				
S T A T O L I M I T E D I D A N N O							
D O M A N D A				C A P A C I T A'			
Spostamento mm	29,490	Spostamento mm	32,213				
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	34				
PgaLD/g	0,087	ZetaE=PgaLD/Pga 63%	1,079				
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	1,84	Asta3D Nro					
Vita Residua (anni)	57,333	TrCLD	87,000				
-----		(TrCLD/TDLD) ^a	1,063				
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A							
D O M A N D A				C A P A C I T A'			
Spostamento mm	73,621	Spostamento mm	59,121				
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	45				
PgaLV/g	0,159	ZetaE=PgaLV/Pga 10%	<b>0,764</b>				
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	4,60	Asta3D Nro	204				
Vita Residua (anni)	24,667	TrCLV	353,000				
-----		(TrCLV/TDLV) ^a	0,749				

PUSH-OVER N.ro		9	-	Distrib.Forze Fx(+) Prop.Modo: -Ecc5%	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	0	Numero collassi totali		1	
Numero passo Resist.Max.	36	Numero passi significativi		36	
Massa SDOF (t)	835,81	Taglio alla base max. (t)		123,82	
Coeff. Partecipazione	1,20	Resistenza SDOF (t)		97,23	
Rigidezza SDOF (t/m)	5371,21	Spostam. Snervam. SDOF mm		18	
Periodo SDOF (sec)	0,79	Rapporto di incrudimento		0,000	
Rapporto Alfau/alfal	2,767	Fattore struttura		3,013	
Coeff Smorzam.Equival.	26,000	Duttilita		3,013	
S T A T O L I M I T E D I D A N N O					
D O M A N D A			C A P A C I T A'		
Spostamento mm	34,045	Spostamento mm		28,543	
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente		29	
PgaLD/g	0,068	ZetaE=PgaLD/Pga 63%		0,841	
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	1,88	Asta3D Nro		50,000	
Vita Residua (anni)	33,333	(TrCLD/TDLD)^a		0,846	
S T A T O L I M I T E D I S A L V A G U A R D I A D E L L A V I T A					
D O M A N D A			C A P A C I T A'		
Spostamento mm	84,993	Spostamento mm		47,576	
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente		35	
PgaLV/g	0,110	ZetaE=PgaLV/Pga 10%		<b>0,527</b>	
Rapporto $q^*=Fe/Fy$	4,69	Asta3D Nro		68	
Vita Residua (anni)	10,000	TrCLV		145,000	
		(TrCLV/TDLV)^a		0,520	







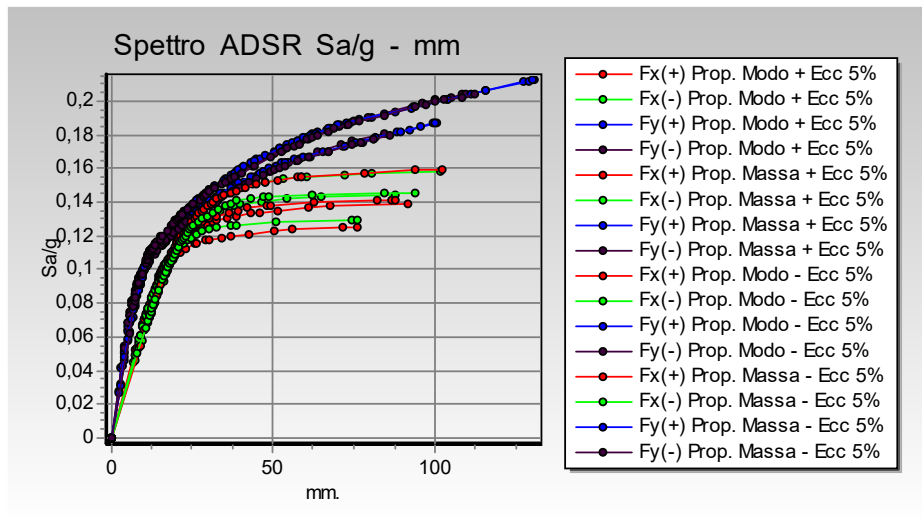


Va sottolineato che i valori degli indici di sicurezza sono dovuti anche al livello di conoscenza della struttura (LC2) che costringe ad una maggiore “cautela” nel condurre i calcoli e che senz’altro forniscono risultati più cautelativi; proprio per questo in una eventuale fase di progetto di miglioramento o adeguamento sismico la possibilità di approfondire la fase conoscitiva (LC3) assume molta rilevanza.

Si riporta di seguito i risultati relativi all’ analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica con fattore di confidenza FC=1.00:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	IR=indice di rischio PgaSLV/Pga10%
1	.692
2	.832
3	1.119
4	.907
5	.806
6	.978
7	1.54
8	1.222
9	.832
10	.706
11	1.115
12	.932
13	.983
14	.84
15	1.54
16	1.276
Min. PgaSL/Pga%	.692



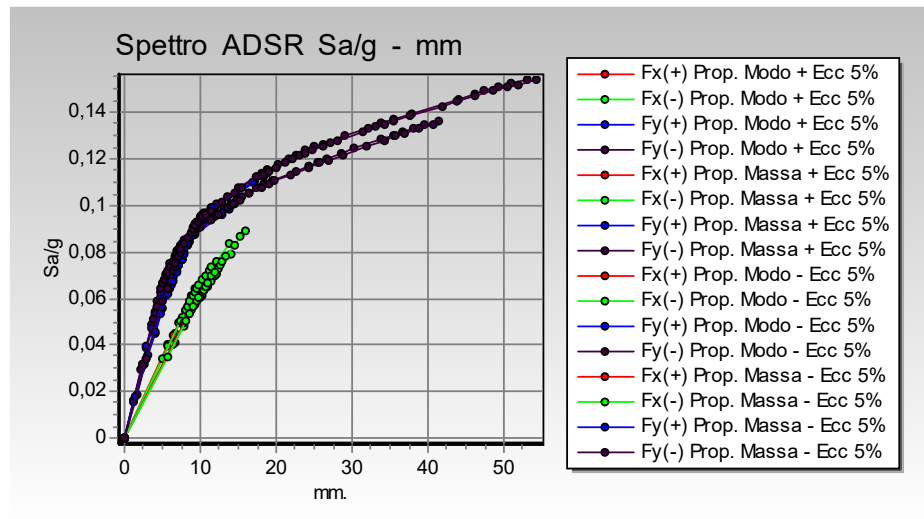
L' indice di rischio passa da IR = 0.53 a IR = 0.69.

**8.3.1.1 – Analisi dei meccanismi di collasso dei nodi non confinati**

Attraverso le analisi precedenti è stato considerato il comportamento globale strutturale a prescindere dai meccanismi di collasso che posso verificarsi nei nodi non confinati, elemento critico in quanto progettati in assenza di normativa sismica e privi di staffe interne; seguono i risultati relativi all’ analisi push-over con formazione della prima cerniera plastica:

Tabellina riassuntiva delle PushOver:

Numero PushOver	IR=indice di rischio PgaSLV/Pga10%
1	.258
2	.258
3	.258
4	.598
5	.258
6	.258
7	.277
8	.723
9	.258
10	.258
11	.258
12	.585
13	.258
14	.258
15	.277
16	.731
Min. PgaSL/Pga%	<b>.258</b>



Le curve confermano un comportamento strutturale governato da rotture di tipo fragile (rottura dei nodi):

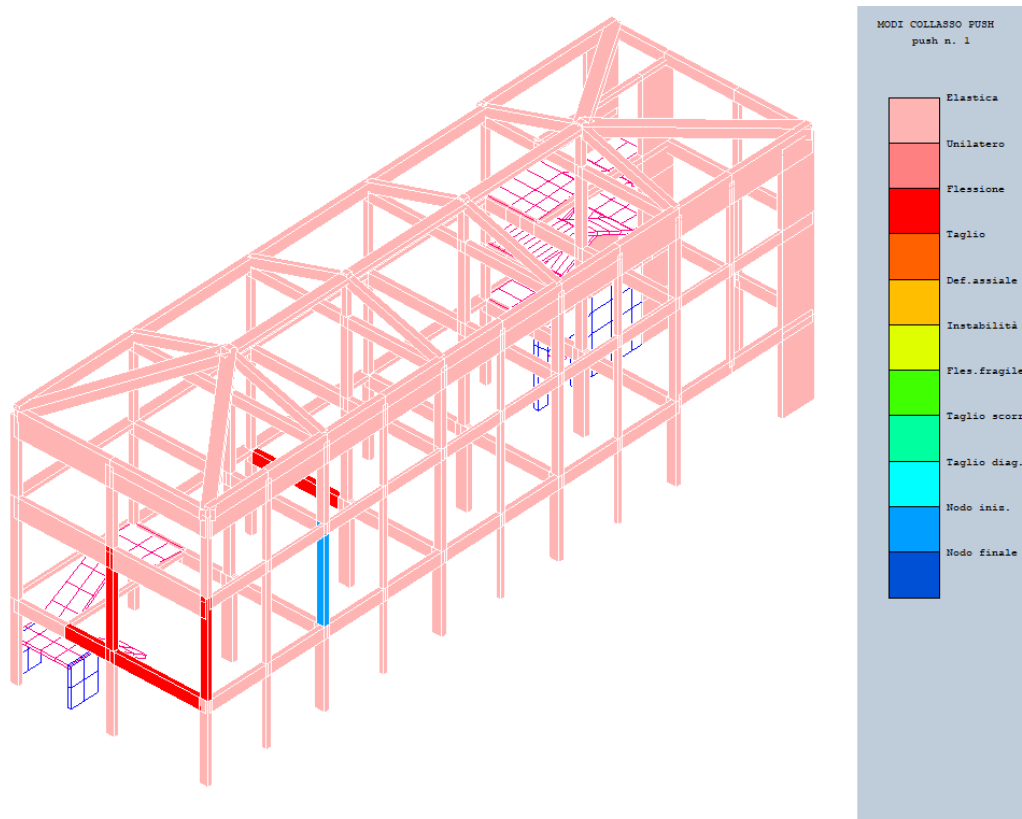
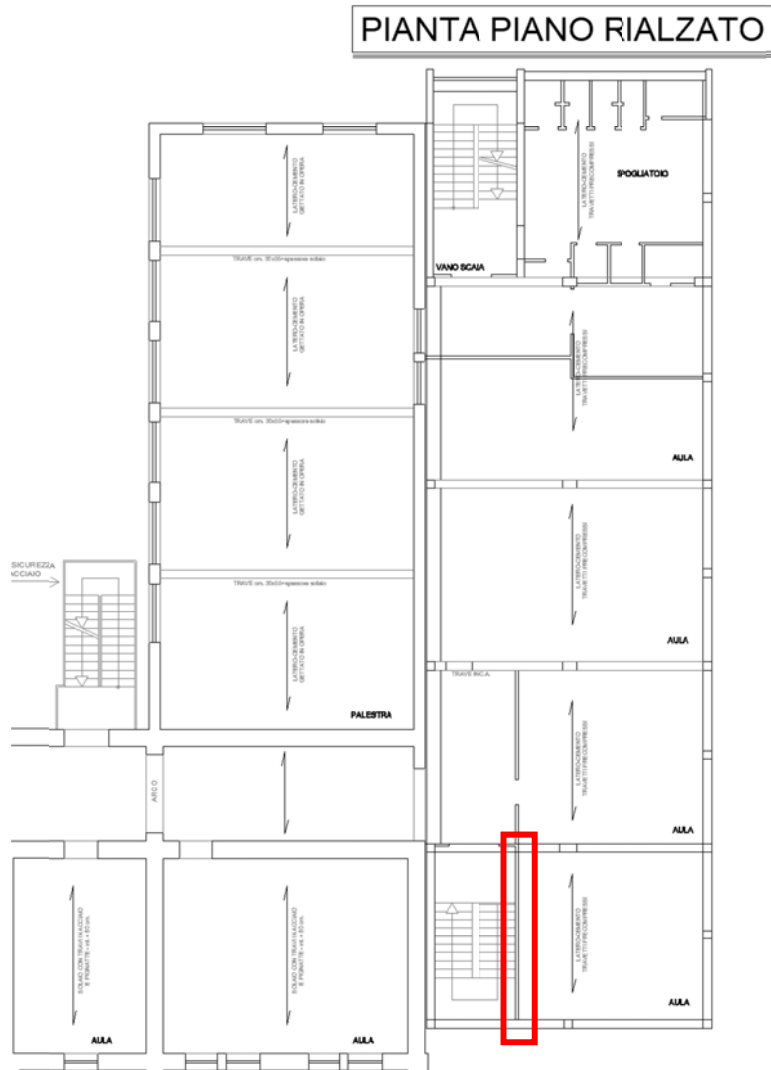


Figura 112 – Push 1

### 8.3.1.2 – Verifica degli elementi strutturali secondari

Le pareti di tamponamento e i divisori interni sono realizzati in blocchi semipieni di laterizio tipo doppio UNI o 21 fori e costituiscono per il complesso elementi non strutturali modellati esclusivamente come carichi portati.

In assenza di dispositivi o accorgimenti per evitare meccanismi di ribaltamento si riporta la verifica del cinematismo locale di un divisorio interno nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). La parete oggetto di verifica, è evidenziata nella planimetria seguente:



**MECCANISMI DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA**

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO e delle relative PGA per le verifiche.

Nel caso di parete a più piani l'applicazione valuta il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica, in corrispondenza dei vari orizzontamenti, e fornisce i valori del moltiplicatore associato a ciascuna condizione esaminata. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nei casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata (e la sua configurazione risulta pertanto non descrivibile attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata") non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nelle relative caselle, individuate dal fondo azzurro, presenti nelle sezioni "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi" e "Azioni sui macroelementi". I due approcci sono alternativi: per una stessa parete occorre fare riferimento all'uno o all'altro per tutti i piani dell'edificio. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla *Legenda* ed alle *Figure* riportate a lato.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1	4,50		6,30			15,0	
2							
3							
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $s_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{Gi}$ [m]
1	0,15	4,50				2,25	
2						0,00	
3						0,00	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	63,8						
2	0,0						
3	0,0						
4	0,0						

(\*) Nei casi in cui la parete (o la porzione di parete interessata dal ribaltamento) di geometria regolare risultasse priva di aperture è sufficiente specificarne l'altezza nella colonna "Quota del sottofinestra" e la larghezza nella colonna "Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture".

(\*\*) Da riempire solo in caso di geometrie irregolari dei macroelementi in facciata, non descrivibili attraverso i dati immessi nella sezione "Geometria della facciata".

DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Peso proprio delle pareti [kNm]	Carico dei solai [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
	1	4,8	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	
DATI DI CALCOLO	MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
	Ribaltamento delle elevazioni:	Inerzia delle pareti [kNm]	Inerzia dei solai [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]	Spinta statica della copertura [kNm]
	1	143,5	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	-	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	1	0,033	1,20	6,502	1,000	0,273
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
-	N.C.	0,000		0,000	N.C.	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008					
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00			
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00			
	Categoria suolo di fondazione	D			
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,208			
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,440			
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,330			
	Fattore di smorzamento $\eta$	0,050			
	Altezza della struttura H [m]	11,10			
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,639			
	Coefficiente $C_C$	2,176			
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,639			
	Numero di piani dell'edificio N	1			
	Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,000			
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,304				
PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_g^{(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	1			0,034	
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g^{(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)			
	1	0,034			
	-	-			
	-	-			

L'indice di rischio risulta  $I_R = 0.034/0.208 = 0.163$  ma la norma impone comunque un limite inferiore al tempo di ritorno del sisma a  $T_R = 30$ anni per il quale corrisponde un accelerazione massima al sito di 0.053g; quindi  $I_R = 0.053/0.208 = 0.255$

**8.3.1.3 – Verifica degli spostamenti sismici**

Per quanto riguarda invece il contenimento del danno agli elementi “non strutturali” per le costruzioni ricadenti in classe d’ uso III e IV si deve verificare che l’ azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Nel caso delle costruzioni civili e industriali questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall’ analisi in presenza dell’ azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti imposti per lo SLD ( $d_r < 0,005h$ ):

**SPOSTAMENTI SISMICI RELATIVI**

IDENTIFICATIVO					INVILUPPO S.L.D.				INVILUPPO S.L.O.				Stringa di Controllo
Filo N.ro	Quota inf. (m)	Quota sup. (m)	Nodo inf. N.ro	Nodo sup. N.ro	Sisma N.ro	Com bin N.ro	Spostam. Calcolo (mm)	Spostam. Limite (mm)	Sisma N.ro	Com bin N.ro	Spostam. Calcolo (mm)	Spostam. Limite (mm)	Stringa di Controllo
9	4,00	8,80	89	290	1	18	26,784	24,000	1	18	20,899	16,000	NON VERIFICATO\
11	4,00	8,80	91	292	1	18	26,349	24,000	1	18	20,561	16,000	NON VERIFICATO\
13	4,00	8,80	93	294	1	18	25,915	24,000	1	18	20,223	16,000	NON VERIFICATO\
14	4,00	8,80	94	303	1	18	25,391	24,000	1	18	19,816	16,000	NON VERIFICATO\
15	4,00	8,80	96	291	1	18	26,948	24,000	1	18	21,026	16,000	NON VERIFICATO\
16	4,00	8,80	97	293	1	18	26,515	24,000	1	18	20,690	16,000	NON VERIFICATO\
17	4,00	8,80	98	295	1	18	26,084	24,000	1	18	20,355	16,000	NON VERIFICATO\
38	0,00	4,00	208	222	1	12	10,439	20,000	1	12	8,192	13,333	VERIFICATO
39	0,00	4,00	209	223	1	12	10,760	20,000	1	12	8,443	13,333	VERIFICATO
40	0,00	4,00	210	224	1	12	11,081	20,000	1	12	8,695	13,333	VERIFICATO
63	0,00	4,00	255	269	1	15	6,774	20,000	1	15	5,306	13,333	VERIFICATO
85	6,60	8,80	319	296	1	12	10,254	11,000	1	12	8,050	7,333	NON VERIFICATO\
107	0,00	12,60	5	150	1	18	57,245	63,000	1	18	44,832	42,000	NON VERIFICATO\
127	0,00	4,00	7	8	1	18	11,403	20,000	1	12	8,947	13,333	VERIFICATO
127	4,00	8,80	8	185	1	18	29,723	24,000	1	18	23,185	16,000	NON VERIFICATO\
127	8,80	12,60	185	151	1	18	16,852	19,000	1	18	13,270	12,667	NON VERIFICATO\
132	0,00	4,00	9	10	1	12	11,450	20,000	1	12	8,984	13,333	VERIFICATO
132	4,00	8,80	10	119	1	18	29,390	24,000	1	18	22,926	16,000	NON VERIFICATO\
132	8,80	12,60	119	152	1	18	16,471	19,000	1	18	12,972	12,667	NON VERIFICATO\
133	0,00	4,00	11	12	1	12	11,664	20,000	1	12	9,152	13,333	VERIFICATO
133	4,00	8,80	12	120	1	18	29,390	24,000	1	18	22,925	16,000	NON VERIFICATO\
133	8,80	12,60	120	153	1	18	16,371	19,000	1	18	12,894	12,667	NON VERIFICATO\
140	4,00	8,80	95	148	1	18	27,382	24,000	1	18	21,364	16,000	NON VERIFICATO\
141	6,60	8,80	192	149	1	12	10,461	11,000	1	12	8,247	7,333	NON VERIFICATO\
142	0,00	4,00	112	114	1	15	6,856	20,000	1	15	5,382	13,333	VERIFICATO
172	0,00	4,00	52	70	1	12	10,120	20,000	1	12	7,941	13,333	VERIFICATO
173	0,00	4,00	13	14	1	12	9,590	20,000	1	12	7,526	13,333	VERIFICATO
173	4,00	8,80	14	121	1	18	24,916	24,000	1	18	19,447	16,000	NON VERIFICATO\
173	8,80	12,60	121	154	1	18	13,079	19,000	1	18	10,318	12,667	VERIFICATO
174	4,00	8,80	83	122	1	18	26,691	24,000	1	18	20,827	16,000	NON VERIFICATO\
174	8,80	12,60	122	155	1	18	14,392	19,000	1	18	11,345	12,667	VERIFICATO
175	0,00	4,00	15	16	1	12	8,699	20,000	1	12	6,827	13,333	VERIFICATO
175	4,00	8,80	16	123	1	18	23,444	24,000	1	18	18,313	16,000	NON VERIFICATO\
175	8,80	12,60	123	156	1	18	11,644	19,000	1	18	9,194	12,667	VERIFICATO
176	0,00	4,00	17	18	1	12	7,835	20,000	1	12	6,150	13,333	VERIFICATO
176	4,00	8,80	18	124	1	18	22,287	24,000	1	18	17,397	16,000	NON VERIFICATO\
176	8,80	12,60	124	157	1	18	10,449	19,000	1	18	8,240	12,667	VERIFICATO
177	0,00	4,00	19	20	1	12	7,057	20,000	1	12	5,540	13,333	VERIFICATO
177	4,00	8,80	20	125	1	18	21,310	24,000	1	18	16,637	16,000	NON VERIFICATO\
177	8,80	12,60	125	158	1	18	9,619	19,000	1	18	7,585	12,667	VERIFICATO
178	0,00	4,00	21	22	1	15	6,651	20,000	1	15	5,216	13,333	VERIFICATO
178	4,00	8,80	22	126	1	13	21,522	24,000	1	13	16,804	16,000	NON VERIFICATO\
178	8,80	12,60	126	159	2	28	9,472	19,000	2	28	7,392	12,667	VERIFICATO
179	0,00	4,00	23	24	1	15	6,659	20,000	1	15	5,216	13,333	VERIFICATO
179	4,00	8,80	24	127	1	13	21,955	24,000	1	13	17,141	16,000	NON VERIFICATO\
179	8,80	12,60	127	160	2	28	9,618	19,000	2	28	7,507	12,667	VERIFICATO
180	0,00	4,00	25	26	1	15	6,689	20,000	1	15	5,233	13,333	VERIFICATO
180	4,00	8,80	26	128	1	13	22,430	24,000	1	13	17,510	16,000	NON VERIFICATO\
180	8,80	12,60	128	161	2	29	9,828	19,000	2	29	7,680	12,667	VERIFICATO
181	0,00	4,00	27	28	1	15	6,743	20,000	1	15	5,270	13,333	VERIFICATO
181	4,00	8,80	28	129	1	13	22,947	24,000	1	13	17,912	16,000	NON VERIFICATO\
181	8,80	12,60	129	162	2	29	10,248	19,000	2	29	8,009	12,667	VERIFICATO
182	0,00	4,00	29	30	1	15	6,828	20,000	1	15	5,330	13,333	VERIFICATO
182	4,00	8,80	30	131	1	13	31,986	43,000	1	13	25,020	28,667	VERIFICATO
183	0,00	4,00	31	32	1	12	9,322	20,000	1	12	7,316	13,333	VERIFICATO
183	4,00	8,80	32	131	1	18	25,085	24,000	1	18	19,578	16,000	NON VERIFICATO\
183	8,80	12,60	131	164	1	18	13,431	19,000	1	18	10,593	12,667	VERIFICATO
183	12,60	14,60	164	176	2	34	0,652	10,000	2	34	0,525	6,667	VERIFICATO
185	0,00	4,00	33	34	1	12	7,505	20,000	1	12	5,891	13,333	VERIFICATO
185	4,00	8,80	34	132	1	12	21,638	24,000	1	12	16,895	16,000	NON VERIFICATO\
185	8,80	12,60	132	165	1	18	10,670	19,000	1	18	8,431	12,667	VERIFICATO
185	12,60	14,60	165	177	2	34	0,651	10,000	2	34	0,524	6,667	VERIFICATO
187	0,00	4,00	35	36	1	15	6,657	20,000	1	15	5,220	13,333	VERIFICATO
187	4,00	8,80	36	133	1	13	21,383	24,000	1	13	16,697	16,000	NON VERIFICATO\
187	8,80	12,60	133	166	2	29	9,769	19,000	2	29	7,614	12,667	VERIFICATO
187	12,60	14,60	166	178	2	34	0,649	10,000	2	34	0,522	6,667	VERIFICATO
189	0,00	4,00	37	38	1	15	6,695	20,000	1	15	5,238	13,333	VERIFICATO
189	4,00	8,80	38	134	1	13	22,296	24,000	1	13	17,407	16,000	NON VERIFICATO\
189	8,80	12,60	134	167	2	29	10,409	19,000	2	29	8,119	12,667	VERIFICATO
189	12,60	14,60	167	179	2	34	0,646	10,000	2	34	0,520	6,667	VERIFICATO
191	0,00	4,00	39	40	1	15	6,834	20,000	1	15	5,334	13,333	VERIFICATO
191	4,00	8,80	40	135	1	13	23,382	24,000	1	13	18,251	16,000	NON VERIFICATO\
191	8,80	12,60	135	168	2	29	11,252	19,000	2	29	8,778	12,667	VERIFICATO
192	0,00	4,00	41	42	1	12	9,273	20,000	1	12	7,278	13,333	VERIFICATO
192	4,00	8,80	42	136	1	18	25,655	24,000	1	18	20,021	16,000	NON VERIFICATO\
192	8,80	12,60	136	169	1	18	14,071	19,000	1	18	11,092	12,667	VERIFICATO
194	0,00	4,00	43	44	1	12	7,444	20,000	1	12	5,844	13,333	VERIFICATO
194	4,00	8,80	44	137	1	18	21,946	24,000	1	18	17,137	16,000	NON VERIFICATO\



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

194	8,80	12,60	137	170	2	34	12,099	19,000	2	34	9,494	12,667	VERIFICATO
195	0,00	4,00	113	115	1	15	6,749	20,000	1	15	5,277	13,333	VERIFICATO
196	0,00	4,00	45	46	1	15	6,694	20,000	1	15	5,249	13,333	VERIFICATO
196	4,00	8,80	46	138	1	13	21,270	24,000	1	13	16,610	16,000	NON VERIFICATO\
196	8,80	12,60	138	171	2	34	11,417	19,000	2	34	8,937	12,667	VERIFICATO
196	0,00	4,00	47	48	1	15	6,731	20,000	1	15	5,266	13,333	VERIFICATO
196	4,00	8,80	48	139	1	13	22,189	24,000	1	13	17,324	16,000	NON VERIFICATO\
196	8,80	12,60	139	172	2	34	11,251	19,000	2	34	8,786	12,667	VERIFICATO
200	0,00	4,00	49	50	1	15	6,869	20,000	1	15	5,362	13,333	VERIFICATO
200	4,00	8,80	50	140	1	13	23,279	24,000	1	13	18,172	16,000	NON VERIFICATO\
200	8,80	12,60	140	173	2	29	12,024	19,000	2	29	9,365	12,667	VERIFICATO
201	0,00	4,00	51	66	1	12	9,271	20,000	1	12	7,276	13,333	VERIFICATO
201	4,00	8,80	66	142	1	18	25,308	24,000	1	18	19,752	16,000	NON VERIFICATO\
201	8,80	12,60	142	174	1	18	13,676	19,000	1	18	10,784	12,667	VERIFICATO
204	0,00	4,00	3	87	1	12	10,114	20,000	1	12	7,937	13,333	VERIFICATO
204	4,00	8,80	87	147	1	18	27,221	24,000	1	18	21,239	16,000	NON VERIFICATO\
207	4,00	8,80	81	141	1	18	25,483	24,000	1	18	19,887	16,000	NON VERIFICATO\

Le verifiche degli spostamenti sismici non risultano verificate; sia allo SLD che allo SLO abbiamo uno scarto rispetto al valore limite di norma di circa 4mm.

### 8.3.1.4 - Verifica degli spostamenti per giunto sismico

Si evidenziano in rosso gli spostamenti dei nodi alle diverse quote di piano in adiacenza al corpo A:

#### SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI (NTC 7.3.3.3)

Sisma Direzione X $\mu d=1.5$						- Direzione Y $\mu d=1.61$					
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
205	2,00	1	7,49	2,52	7,91	202	2,00	2	7,21	1,54	7,28
107	2,00	6	8,58	1,47	8,60	127	4,00	8	27,48	4,00	27,49
132	4,00	10	27,39	5,44	27,60	133	4,00	12	27,48	7,18	28,12
173	4,00	14	22,32	7,18	23,10	175	4,00	16	20,08	7,18	20,95
176	4,00	18	17,89	7,18	18,86	177	4,00	20	16,22	7,18	16,97
178	4,00	22	16,07	7,18	16,07	179	4,00	24	16,15	7,18	16,15
180	4,00	26	16,29	7,18	16,29	181	4,00	28	16,48	7,18	16,48
182	4,00	30	16,75	7,18	16,75	183	4,00	32	22,32	4,82	22,46
185	4,00	34	17,89	4,82	18,06	187	4,00	36	16,07	4,82	16,09
189	4,00	38	16,29	4,82	16,31	191	4,00	40	16,75	4,82	16,77
192	4,00	42	22,32	4,31	22,34	194	4,00	44	17,89	4,31	17,92
196	4,00	46	16,07	4,31	16,18	198	4,00	48	16,29	4,31	16,40
200	4,00	50	16,75	4,31	16,85	201	1,00	53	3,91	1,19	3,92
1	0,83	54	2,58	0,84	2,59	2	0,83	55	1,90	0,71	1,90
172	1,00	56	2,60	0,78	2,60	201	2,00	57	12,04	2,99	12,07
1	1,67	58	8,62	2,45	8,64	2	1,67	59	6,87	1,61	6,88
172	2,00	60	8,89	1,94	8,90	201	3,00	61	19,45	3,59	19,47
1	2,50	62	15,26	3,36	15,28	3	2,50	63	14,30	3,34	14,33
2	2,50	64	13,37	2,79	13,39	172	3,00	65	16,77	3,07	16,79
201	4,00	66	22,32	4,00	22,34	4	4,00	67	22,83	4,00	22,85
5	4,00	68	23,35	4,00	23,36	6	4,00	69	23,86	4,00	23,87
172	4,00	70	24,38	4,00	24,39	208	2,00	75	15,12	1,22	15,16
209	2,00	76	13,61	1,26	13,65	186	2,00	79	15,83	2,33	16,01
190	2,00	80	12,79	3,03	13,15	207	4,00	81	22,32	4,16	22,32
210	4,00	82	16,29	4,16	16,37	174	4,00	83	24,38	7,18	25,09
206	2,00	84	7,83	1,89	8,05	199	4,00	85	16,29	4,00	16,34
7	4,00	86	24,42	4,12	24,42	204	4,00	87	24,38	4,16	24,38
8	4,00	88	23,86	4,07	23,86	9	4,00	89	23,86	4,16	23,86
10	4,00	90	23,35	4,07	23,35	11	4,00	91	23,35	4,16	23,35
12	4,00	92	22,83	4,07	22,84	13	4,00	93	22,83	4,16	22,83
14	4,00	94	22,32	4,07	22,32	140	4,00	95	24,38	4,31	24,39
15	4,00	96	23,86	4,31	23,88	16	4,00	97	23,35	4,31	23,37
17	4,00	98	22,83	4,31	22,85	221	2,00	99	8,02	1,90	8,25
18	2,00	100	7,91	2,05	8,17	19	2,50	101	11,84	1,73	11,89
20	2,50	102	11,74	1,92	11,83	21	2,50	103	11,87	2,22	12,07
22	3,00	104	16,26	2,37	16,26	23	3,00	105	16,29	2,23	16,31
24	3,00	106	16,36	2,28	16,41	25	3,50	107	20,60	3,45	20,60
26	3,50	108	20,72	3,20	20,72	27	3,50	109	20,71	3,00	20,71
197	2,00	110	13,33	0,55	13,33	193	2,00	111	14,97	0,48	14,97
142	0,00	112	0,03	3,32	3,32	142	4,00	114	16,40	4,02	16,45
195	4,00	115	16,40	4,16	16,48	139	4,00	116	16,40	4,32	16,51
107	7,50	117	81,15	25,86	82,24	127	7,50	118	80,55	23,92	81,04
132	8,80	119	98,22	33,98	98,33	133	8,80	120	98,49	37,13	98,52
173	8,80	121	82,78	37,13	83,22	174	8,80	122	89,02	37,13	89,06
175	8,80	123	76,05	37,13	79,21	176	8,80	124	69,77	37,13	73,21

177	8,80	125	66,43	37,13	69,30	178	8,80	126	67,24	37,13	68,72
179	8,80	127	68,19	37,13	69,66	180	8,80	128	69,29	37,13	70,73
181	8,80	129	70,54	37,13	71,96	182	8,80	130	71,79	37,26	73,21
183	8,80	131	82,78	32,87	83,11	185	8,80	132	69,77	32,87	70,78
187	8,80	133	67,24	32,87	68,12	189	8,80	134	69,29	32,87	70,15
191	8,80	135	71,96	32,87	72,79	192	8,80	136	82,78	36,41	84,74
194	8,80	137	69,77	36,41	71,31	196	8,80	138	67,24	36,41	67,70
198	8,80	139	82,78	36,41	69,73	200	8,80	140	71,96	36,41	72,39
207	8,80	141	82,78	35,04	84,22	201	8,80	142	82,78	33,44	83,71
206	7,50	143	79,24	24,23	79,96	205	7,50	144	77,59	24,51	78,33
202	7,50	145	77,37	25,51	78,56	221	7,50	146	77,70	23,88	78,20
204	8,80	147	89,02	35,04	90,36	140	8,80	148	89,02	36,41	90,84
141	8,80	149	89,02	33,67	89,94	107	12,60	150	135,73	64,34	139,29
127	12,60	151	135,73	58,57	137,52	132	12,60	152	135,34	56,60	135,74
133	12,60	153	135,73	59,27	135,73	173	12,60	154	112,38	59,27	112,38
174	12,60	155	121,67	59,27	121,67	175	12,60	156	102,27	59,27	104,01
176	12,60	157	92,35	59,27	96,58	177	12,60	158	85,41	59,27	91,34
178	12,60	159	85,94	59,27	88,84	179	12,60	160	86,72	59,27	89,60
180	12,60	161	87,72	59,27	90,57	181	12,60	162	88,95	59,27	91,76
182	12,60	163	90,45	59,27	93,21	183	12,60	164	112,38	55,69	113,31
185	12,60	165	92,35	55,69	93,47	187	12,60	166	85,94	55,69	87,82
189	12,60	167	87,72	55,69	89,57	191	12,60	168	90,45	55,69	92,24
192	12,60	169	112,38	63,89	116,46	194	12,60	170	92,35	63,89	97,27
196	8,80	171	82,78	63,89	87,01	198	8,80	172	82,78	63,89	88,77
200	12,60	173	90,45	63,89	91,47	201	12,60	174	112,38	58,57	114,54
237	12,60	175	112,38	64,60	116,77	183	14,60	176	112,94	57,08	113,92
185	14,60	177	92,81	57,08	93,99	187	14,60	178	86,48	57,08	88,45
189	14,60	179	88,34	57,08	90,26	107	4,00	180	27,98	6,55	27,98
127	2,00	181	7,62	1,05	7,63	107	5,30	182	42,90	12,28	42,90
107	8,80	183	100,32	35,41	101,90	127	5,30	184	43,15	9,42	43,19
127	8,80	185	98,49	33,44	99,26	183	6,60	186	60,77	17,15	61,14
192	6,60	187	61,20	20,95	61,24	28	6,60	188	60,65	18,14	60,77
29	6,60	189	60,79	19,54	60,87	204	6,60	190	63,67	18,89	63,90
140	6,60	191	63,33	20,89	64,01	141	6,60	192	64,36	17,78	64,69
205	5,30	193	41,87	10,86	41,87	202	5,30	194	41,24	12,04	41,26
221	5,30	195	42,19	9,92	42,22	206	5,30	196	42,45	10,32	42,45

Sotto si riporta un estratto degli gli spostamenti di calcolo di due file di punti del corpo A (vedi immagine 119) in adiacenza al corpo B:

Sisma Direzione X $\mu_d=2.44$						- Direzione Y $\mu_d=2.25$					
IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
10	3,50	523	5,01	4,01	6,14	301	3,50	525	4,93	4,01	6,13
304	3,50	531	4,82	4,01	6,12	2	3,50	533	4,78	4,01	6,11
10	8,30	1176	12,83	16,89	20,92	301	8,30	1177	12,93	16,89	20,92
302	8,30	1178	12,83	16,89	20,92	303	8,30	1179	12,76	16,89	20,93
304	8,30	1180	12,66	16,89	20,93	2	8,30	1181	12,50	16,89	20,95
10	12,40	1585	19,08	29,61	34,60	301	12,40	1586	19,24	29,61	34,62
302	12,40	1587	19,08	29,61	34,63	303	12,40	1588	18,96	29,61	34,64
304	12,40	1589	18,80	29,61	34,65	2	12,40	1590	18,53	29,61	34,68
10	14,00	1775	19,24	30,36	35,25	302	14,00	1776	19,36	30,36	35,28
303	14,00	1777	19,24	30,36	35,29	304	14,00	1778	19,07	30,36	35,30
2	14,00	1779	18,80	30,36	35,33	305	14,00	1780	18,77	30,36	35,36

Quindi gli spostamenti calcolati in direzione X sia in condizione di fase che di controfase degli edifici non sono compatibili con il giunto misurato in sito.

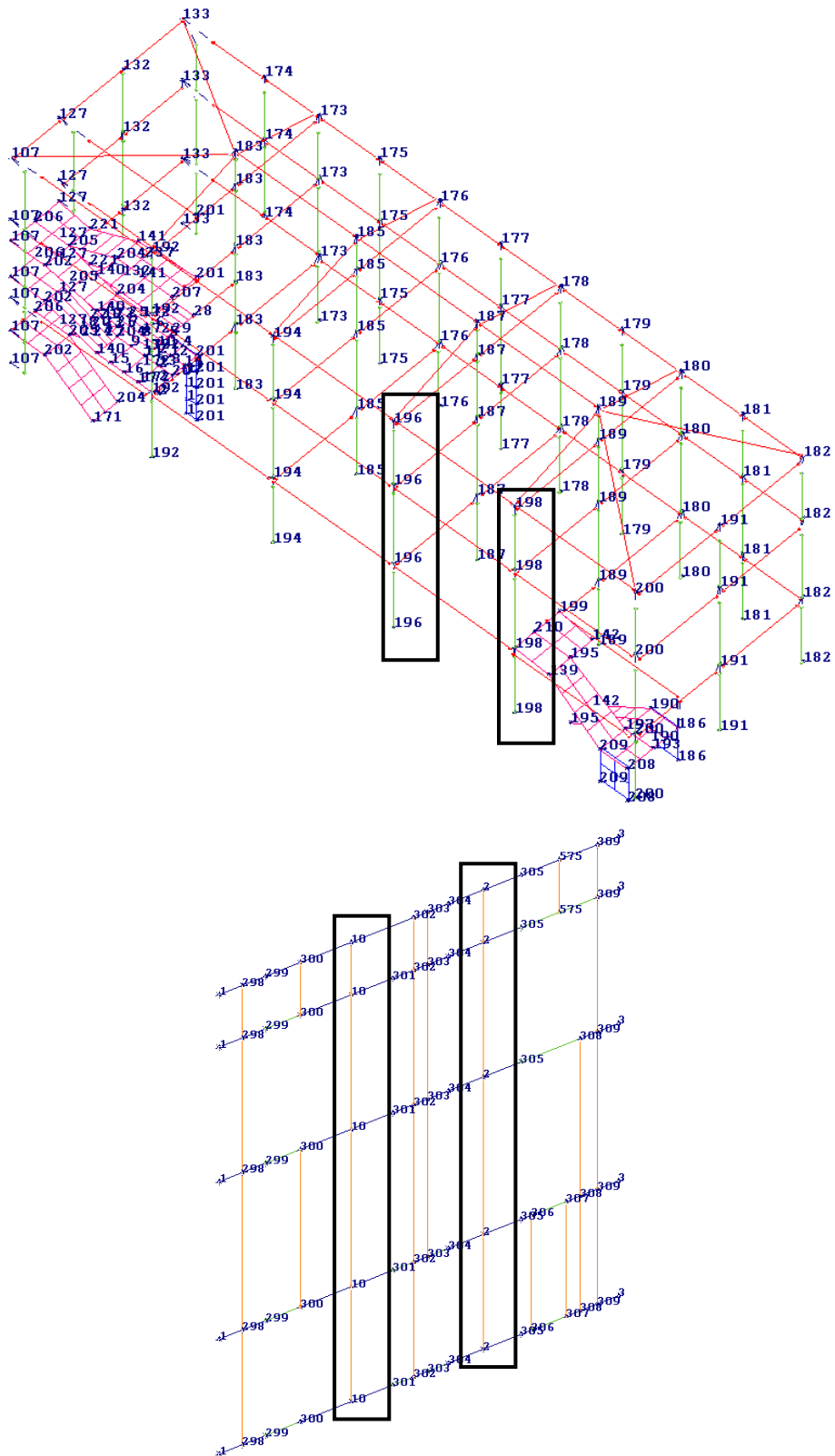


Figura 113 – Numero fili evidenziati in tabella - corpi B e C

## Capitolo 9 - Stato di conservazione delle strutture

Il complesso edilizio si presenta in discreto stato di mantenimento, senza evidenziare particolari lesioni sugli elementi strutturali principali in c.a. e muratura e cinematismi di collasso attivati.

A livello non strutturale esternamente si nota invece un danneggiamento superficiale con distacchi di intonaco, cornici, cls dei cornicioni e di mattone dalle pareti esterne dell' ultimo piano e del timpano del corpo A, tegole rotte e non fissate a livello di copertura e di marcapiano perimetrale sul corpo A più un crollo parziale del muro di cinta in pietra sul lato sud del corpo C. Questi elementi costituiscono una criticità in quanto esposti a cadute dall' alto lungo zone di passaggio e di fuga.

Internamente si segnalano fessure orizzontali e verticali a livello di intonaco nelle zone di contatto tra i corpi A e B e tra i corpi A e C tutte riconducibili al movimento delle strutture in fase di dinamica per la presenza di un giunto sismicamente non adeguato, e sempre nel corpo A fessure orizzontali nelle zone di contatto tra i solai di sottotetto e le murature esterne e in corrispondenza del contatto tra solaio e nuove travi in c.a. del sottotetto .

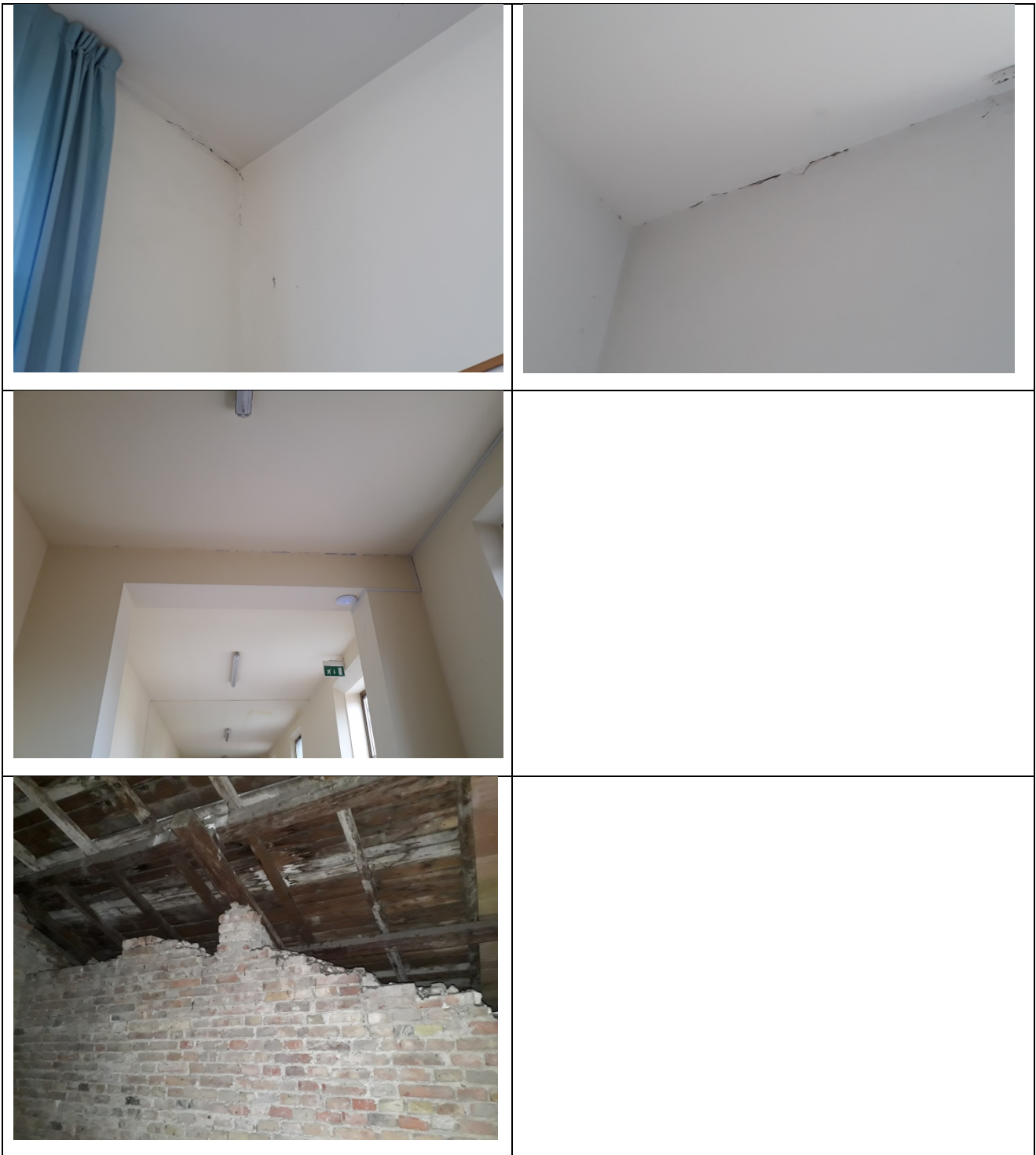
A livello di copertura è evidente il pessimo stato di conservazione del manto di copertura e delle strutture portanti lignee così come degli elementi murari a sostegno.





**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)



## Capitolo 10 – Sintesi della verifica sismica ed analisi critica degli indici di sicurezza strutturale

Le verifiche sismiche della scuola primaria del Capoluogo di Fossombrone, sono state eseguite nel pieno rispetto dei criteri previsti dalla normativa di cui al **DM 14 01 2008**.

Il livello di approfondimento delle indagini sulle strutture, la presenza di elaborati progettuali originari e di una relazione tecnica geologica-geotecnica, hanno permesso l'assegnazione di un livello di conoscenza LC2, con conseguente esecuzione di una **analisi sismica di tipo non lineare**.

Comunque alla luce dei rilievi e delle analisi preliminari le strutture oggetto di verifica presentano sinteticamente le seguenti vulnerabilità:

- **Corpo A (US1A):**

1. Concezione strutturale basata su normative non sismiche;
2. Forma in pianta non regolare;
3. Assenza di catene;
4. Giunti di malta non sottili e malta di non buone caratteristiche;
5. Pareti interne con interassi > 9m;
6. Elevata percentuale di bucatore;
7. Massa elevata in sommità per il rifacimento di nuovi solai in laterocemento;
8. Presenza di cordolo sommitale perimetrale in c.a. di elevata rigidità;
9. Corridoio interno in direzione longitudinale che crea una discontinuità nei maschi murari in direzione trasversale;
10. Piani sfalsati a livello di sottotetto;
11. Giunti sismicamente non adeguati con i corpi B e C con presenza di piani sfalsati a livello dei sottotetti delle due strutture adiacenti;
12. Copertura lignea e muratura di sostegno in pessimo stato conservativo;
13. Sofferenza a livello di carichi statici per i maschi murari della zona palestra

Nella realtà il fabbricato non presenta quadri fessurativi tali da far pensare che sia sopraggiunto uno stato limite, ma certamente gli elementi segnalati come carenti ai carichi gravitazionali andranno rinforzati in caso di progetto di consolidamento.

L'indice di sicurezza sismica ottenuto risulta:

	<b>IR</b>
Analisi Globale	.28
Cinematismi locali	.32
Sisma Ortogonale	.26
Elementi secondari	.98
	<b>.26</b>

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

• **Corpo B (US1B):**

1. Concezione strutturale basata su normative non sismiche (struttura a travi forti e pilastri deboli);
2. Forma in pianta e in altezza non regolare più una distribuzione non regolare delle rigidità sia in pianta che in elevazione;
3. Struttura mista muratura - c.a. con pilastri del piano rialzato impostati su cordoli appoggiati alla vecchia muratura del piano seminterrato, e che trasmettono in fase sismica sollecitazioni di trazione ai maschi murari;
4. Qualità dei calcestruzzi pessima con resistenza minima misurata  $R_{ck} \cong 10MPa$ ;
5. Calcestruzzo delle colonne esterne con spessore carbonatazione fino a 65mm (le armature non risultano protette e quindi soggette a processo di corrosione);
6. Barre di armatura lisce;
7. Giunto misurato circa nullo con il corpo A;
8. Presenza di finestre a nastro;
9. Presenza di pilastri "corti" o tozzi;
10. Travi e pilastri con staffe a passo uniforme senza raffittimento in corrispondenza dei nodi;
11. Divisori interni di elevata snellezza e senza dispositivi di antiribaltamento;
12. Fondazioni in parte su muratura continua e in parte su plinti, e mancanza di collegamenti

L' indice di sicurezza sismica ottenuto risulta:

	<b>IR</b>
Analisi Globale	.26
Nodi	.26
Elementi secondari	.26
	<b>.26</b>

• **Corpo C (US2):**

1. Concezione strutturale basata su normative non sismiche ante 1984 (struttura a travi forti e pilastri deboli);
2. Qualità dei calcestruzzi discreta con resistenza minima misurata  $R_{ck} \cong 18MPa$ ;
3. Giunto con il corpo A non adeguato;
4. Presenza di finestre a nastro;
5. Travi e pilastri con staffe a passo uniforme senza raffittimento in corrispondenza dei nodi;
6. Divisori interni di elevata snellezza e senza dispositivi di antiribaltamento

L' indice di sicurezza sismica ottenuto risulta:

	<b>IR</b>
Analisi Globale	.53
Nodi	.26
Elementi secondari	.26
	<b>.26</b>



**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Quindi l'Indice di Rischio della "Scuola Primaria del Capoluogo di Fossombrone" sito in via Cairoli è pari a  $IR = 0.26$ .

Gli indici di sicurezza sismica calcolati per l'edificio mostrano valori che richiamano la necessità di provvedere nel futuro prossimo alle seguenti attività:

- realizzazione di un progetto di miglioramento/adequamento sismico che sia finalizzato ad ottenere come **obiettivo almeno il conseguimento di un valore di indice pari al 60% dell'adequamento sismico**

Per quanto riguarda lo stato dei solai di piano e di copertura occorre fare riferimento alla relazione Tecnica "Indagini diagnostiche dei solai degli edifici scolastici previste dall' art. 1 comma 177 della legge 13/07/2015 n. 107" redatta dallo studio di ingegneria Frezzini nel 2016, dove sono indicate le criticità e gli interventi più urgenti, in particolare per il corpo A che presenta gli orizzontamenti più vecchi.

Per la verifica statica delle travi in c.a. del sottotetto del corpo A comprese quelle della palestra, non oggetto della presente relazione, in caso di progetto di miglioramento/adequamento è bene estendere le indagini conoscitive per individuarne le caratteristiche di resistenza dei materiali e le quantità di armatura.

## Capitolo 11 – Valutazione critica dell' Indicatore di Rischio (Ir)

In base all' accelerazione di verifica che determina l' Indice di Rischio è possibile stimare a quale periodo di ritorno corrisponde tale livello di accelerazione, nota la vita nominale e la classe d' uso del fabbricato:

### DATI DI PARTENZA:

$V_N =$	50 anni	vita nominale
$C_U =$	1,5	
$P_{V_R} =$	10 %	probabilità di superamento
$V_R =$	75 anni	periodo di riferimento

### DATI DI VERIFICA:

$PGA_{CLV} =$	0,053 g	
$PGA_{DLV} =$	0,208 g	
$TR_{CLV} =$	30 anni	
$TR_{DLV} =$	475 anni	
$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} =$	0,255	
$(TR_{CLV} / TR_{DLV})^{0,41} =$	0,322	

$V_{r\_ver} = -T_{r\_ver} \ln(1-P_{V_R}) =$	3,16 anni	vita di riferimento residua
$V_{N,res} = V_{r\_ver} / C_U =$	2,11 anni	vita nominale residua

I calcoli segnalano che il periodo di ritorno corrispondente al livello di accelerazione di verifica è pari a **Tr=30 anni**, al quale corrisponde una vita di riferimento pari a circa 3 anni e in sostanza una **vita nominale residua pari a 2 anni**.

Per capire il significato tecnico-programmatico del parametro "vita residua", vista la facilità con cui è possibile mal interpretare il reale scopo di utilizzo del parametro medesimo, si riportano alcune considerazioni preliminari.

In termini di norma, **l'obbligo** che hanno tutti i proprietari di edifici progettati prima del 1984 e con destinazione d'uso riconducibile alle classi III (edifici rilevanti ai fini del collasso) e IV (strutture strategiche), è **quello di eseguire le VERIFICHE DI VULNERABILITA' SISMICA**, a valle delle quali potranno essere esplicitate, con un adeguato cronoprogramma degli interventi, le opere di miglioramento sismico necessarie ad incrementare nel tempo la sicurezza del fabbricato.

Non sussiste allo stato attuale nessuno obbligo di eseguire gli interventi, tantomeno di effettuarli entro un tempo prestabilito, **tuttavia è doveroso che i proprietari stessi, dopo aver effettuato le verifiche, inizino a programmare specifiche attività di riduzione del rischio in tempi coerenti con la vulnerabilità riscontrata.**

Tali concetti sono ben espressi da specifiche circolari (Circolare 4 novembre 2010) che il Dipartimento della Protezione Civile ha emanato proprio con lo scopo di fornire un quadro di comportamento generale.

Anche la circolare n. 617 del 2009, contenente le istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008, fornisce specifiche indicazioni, che non possono essere trascurate in fase di gestione dei risultati della vulnerabilità di un edificio:

*“Gli esiti delle verifiche dovranno permettere di stabilire quali provvedimenti adottare affinché l'uso della struttura possa essere conforme ai criteri di sicurezza delle NTC. Le alternative sono sintetizzabili nella continuazione dell'uso attuale, nella modifica della destinazione d'uso o nell'adozione di opportune cautele e, infine, nella necessità di effettuare un intervento di aumento o ripristino della capacità portante, che può ricadere nella fattispecie del miglioramento o dell'adeguamento.*

*Per le opere pubbliche strategiche con finalità di protezione civile o suscettibili di conseguenze rilevanti in caso di collasso, date le possibili implicazioni economiche e sociali degli esiti delle verifiche, è opportuno che le stesse siano anche esaminate da revisori non intervenuti nella valutazione.*

*È evidente che i provvedimenti detti sono necessari e improcrastinabili nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio; più complessa è la situazione che si determina nel momento in cui si manifesti l'inadeguatezza di un'opera rispetto alle azioni ambientali, non controllabili dall'uomo e soggette ad ampia variabilità nel tempo ed incertezza nella loro determinazione. Per le problematiche connesse, non si può pensare di imporre l'obbligatorietà dell'intervento o del cambiamento di destinazione d'uso o, addirittura, la messa fuori servizio dell'opera, non appena se ne riscontri l'inadeguatezza. Le decisioni da adottare dovranno necessariamente essere calibrate sulle singole situazioni (in relazione alla gravità dell'inadeguatezza, alle conseguenze, alle disponibilità economiche e alle implicazioni in termini di pubblica incolumità). Saranno i proprietari o i gestori delle singole opere, siano essi enti pubblici o privati o singoli cittadini, a definire il provvedimento più idoneo, eventualmente individuando uno o più livelli delle azioni, commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso, rispetto ai quali si rende necessario effettuare l'intervento di incremento della sicurezza entro un tempo prestabilito.”*

La Circolare riporta nell'ultimo capoverso il termine “vita nominale restante”, che va esattamente inteso e fatto coincidere con la vita residua del fabbricato, che si sta discutendo in questo paragrafo.

Se un edificio fosse adeguato sismicamente, la vita residua assumerebbe valori pari o al più superiori a 50 anni, *mentre quando l'edificio non è adeguato la vita residua assume ovviamente valori inferiori.*

Secondo l'attuale impostazione normativa, stabilita la vita nominale, vista la Classe d'uso del Fabbricato, si riesce a calcolare il periodo di ritorno  $T_R$ , identificativo dell'azione sismica di progetto.

$$\begin{array}{l}
 V_N = \text{VITA NOMINALE} \\
 C_U = \text{COEFF. TE D'USO}
 \end{array}
 \xrightarrow{\text{ }}
 \begin{array}{l}
 V_R = \text{Vita di riferimento} \\
 V_R = C_U \times V_N \quad (V_R \geq 35)
 \end{array}
 \xrightarrow{\text{ }}
 \begin{array}{l}
 T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_k)} \\
 (30 \text{ anni} \leq T_R \leq 2475 \text{ anni})
 \end{array}$$

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

Ad una vita nominale di partenza pari a 50 anni, nel caso di strutture come le scuole, il periodo di riferimento per l'azione sismica di progetto risulta pari a 712 anni, a cui corrisponde una accelerazione di aggancio allo spettro, sito dipendente, tipica del sito di analisi e valida per lo SLV.

Se la vita nominale di 50 anni corrisponde, nel caso di edificio adeguato, ad un  $T_R = 712$  anni, qualora un fabbricato non risulti adeguato, il Periodo di ritorno (residuo) assumerebbe valori inferiori a 712 (proprio come accade alla vita nominale residua!).

**In pratica, per un edificio non adeguato sismicamente, calcolato il  $T_{R\_residuo}$ , è possibile, applicando un processo inverso a quello sopra mostrato, calcolare la vita nominale residua.**

Come già indicato in precedenza la vita nominale residua indicata sopra, va intesa come indicazione di quello che sarebbe il tempo massimo per l'inizio di specifiche attività di riduzione del rischio, calcolato in coerenza con i principi statistici su cui si basa la norma.

Ci si potrebbe chiedere se i tempi indicati in tabella siano obbligatori; a tal proposito si legga l'estratto da una nota che il CTS Emilia Romagna ha scritto per suggerire come gestire tali parametri.

*patrimonio immobiliare esistente. (.....). In merito alla gravità dell'inadeguatezza commisurata alla vita nominale restante, si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale si attiva l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza. A rigore, tale definizione ha senso solo in relazione alla tutela economica della costruzione e non anche della tutela delle persone e/o dei beni da essa ospitati. Tuttavia, essa è la sola che consenta una programmazione degli interventi nel tempo (dando per scontata l'impossibilità di adeguare in tempi rapidi l'intero patrimonio immobiliare) con un fondamento tecnico-scientifico che legghi la programmazione stessa alla gravità delle carenze strutturali. Ciò*

Si evince chiaramente che la vita residua è l'unico parametro che possa consentire una programmazione nel tempo degli interventi, ma che esso non ha, a rigore, un significato indissolubilmente legato alla sicurezza del fabbricato (tant'è vero che si parla di tutela economica!).

**Non è in sostanza un "certificato di scadenza d'uso del fabbricato", piuttosto è una indicazione utile a programmare in tempi congrui le eventuali opere di miglioramento sismico.**

In coerenza con quanto sopra riportato, per quello che riguarda la tempistica di intervento si **suggerisce** di utilizzare i dati derivanti dalle valutazioni eseguite sul valore dell'indice di rischio finale e della relativa vita nominale residua (2 anni), che pur non costituendo una previsione specifica e obbligatoria, restituiscono una plausibile scadenza programmatica.

## Capitolo 12 – Valutazione sul rischio sismico degli elementi non strutturali

L'esperienza degli ultimi terremoti ha messo in evidenza la vulnerabilità degli elementi non strutturali, che pur non costituendo oggetto della presente relazione, vale comunque l'obbligo di ricordare la necessità di porre l'attenzione anche nei confronti di tali problematiche, in particolare richiamando i principi contenuti nelle "Linee guida per il rilevamento della vulnerabilità degli elementi non strutturali nelle scuole (Intesa Rep. 7/CU 28/1/2009)" dove si suggeriscono le misure finalizzate alla riduzione del danneggiamento delle partizioni interne e delle tamponature che in caso di crolli potrebbero ostacolare le vie di fuga.

Allo stesso modo vengono individuati interventi per la riduzione del rischio sismico di elementi esterni come parapetti, canne fumarie, comignoli, cornicioni, manto di copertura, cornici, finestre e di elementi interni come controsoffitti, fonti di illuminazione, armadi, librerie, monitor e impianti, tutti elementi presenti nelle tre strutture.

## Capitolo 13 – Indicazioni per il progetto di consolidamento

Per fare in modo che la scuola primaria del Capoluogo possa conseguire un indice di sicurezza (I<sub>r</sub>) consono alla sua destinazione d'uso, occorre prevedere un consolidamento strutturale che sia in grado di aumentare la capacità di resistenza e di duttilità degli elementi strutturali.

Gli interventi ipotizzati sulle strutture possono essere così riassunti:

- **Corpo A (US1A):**

- Ammorsamento con cuciture delle connessioni murarie;
- Inserimento di catene;
- Rinforzo a taglio delle pareti in muratura con ad esempio intonaco armato in reti di fibra di vetro o carbonio;
- Rinforzo degli elementi non strutturali (divisori) con interventi di solidarizzazione agli elementi strutturali ad esempio attraverso reti in fibre;
- Chiusura delle nicchie;
- Realizzazione di nuovo piano copertura leggera in legno o acciaio, più cordolo di collegamento ai pannelli murari;
- Messa in sicurezza degli elementi non strutturali con opportuni sistemi di rinforzo o sostituzione con nuovi elementi

- **Corpo B (US1B):**

- Rinforzo a taglio e flessione più confinamento dei pilastri ad esempio mediante fasciature con nastri in fibre in FRP o incamiciature in acciaio;
- Rinforzo nei nodi esterni non confinati ad esempio mediante fasciature con nastri in fibre in FRP;
- Distacco delle tamponature dalle colonne in corrispondenza delle finestre a nastro per scongiurare il meccanismo di rottura fragile di pilastro tozzo;
- Rinforzo degli elementi non strutturali (divisori e tamponature) mediante solidarizzazione alle cornici strutturali (Travi e pilastri) ad esempio attraverso reti in fibre in FRP;

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

- Messa in sicurezza degli elementi non strutturali con opportuni sistemi di rinforzo o sostituzione con nuovi;
- Passivazione delle barre di armature delle colonne esterne

Quindi considerati gli interventi e le vulnerabilità del fabbricato costituite in particolare da:

- tipologia costruttiva del fabbricato,
- epoca di costruzione,
- irregolarità in altezza e in pianta,
- collegamenti strutturali tra muratura e c.a. non adeguati,
- giunti con corpo A non efficienti,
- qualità e resistenza del calcestruzzo non adeguati

**è bene valutare la possibilità di una demolizione e ricostruzione.**

- **Corpo C (US2):**

- Rinforzo nei nodi esterni non confinati ad esempio mediante fasciature con nastri in fibre in FRP;
- Distacco delle tamponature dalle colonne in corrispondenza delle finestre a nastro per scongiurare il meccanismo di rottura fragile di pilastro tozzo;
- Rinforzo degli elementi non strutturali (divisori e tamponature) mediante solidarizzazione alle cornici strutturali (Travi e pilastri) ad esempio attraverso reti in fibre in FRP;
- Messa in sicurezza degli elementi non strutturali con opportuni sistemi di rinforzo o sostituzione con nuovi;
- Approfondimento delle indagini conoscitive per raggiungere un livello di conoscenza LC3

## Capitolo 14 - Stima dei costi

La stima dei costi viene condotta in via parametrica partendo dal calcolo dei volumi dell'edificio moltiplicato per un costo unitario.

Costo unitario stimato al m<sup>3</sup> = 200 €/m<sup>3</sup>

**Volume totale fabbricato = 25850,00m<sup>3</sup>**

Stima costi di intervento = 25.850,00 x 200 = **5.170.000,00 €**

**Ing. Matteo Mari** - Via San Marco, 59 61030 Cartoceto (PU) Tel. 328 8444316 p.i. 02457530414

E-mail: [matteomari@alice.it](mailto:matteomari@alice.it)

## Elenco allegati

### INDAGINI SULLE STRUTTURE

- Relazione RAPPORTO DI PROVA
- Relazione INDAGINI SULLE STRUTTURE

### INDAGINI SUI TERRENI DI FONDAZIONE

- Relazione VALUTAZIONE DEGLI ELEMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

### TAVOLE ARCHITETTONICHE

- Tav 01 PIANTE ARCHITETTONICHE – STATO DI FATTO
- Tav 02 PROSPETTI E SEZIONI – STATO DI FATTO
- Tav 03 PIANTE E SEZIONI STRUTTURALI – STATO DI FATTO

### TAVOLE INTERVENTI

- Tav 04 INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI

Cartoceto, lì 29/05/2018

Il Tecnico

Dott. Ing. Matteo Mari