Comune di Polizzi Generosa (PA)

Relazione tecnica

Scuola elementare comunale "Tenente Mazzola"

Via G. Borghese

Redazione e attuazione delle verifiche tecniche dei livelli di sicurezza ai sensi dell'Ordinanza P.C.M. n. 3274/2003

Ing. Pietro Faraone – Via G. Di Marzo 48
90144 Palermo
Tel.091/6262007

Il professionista:
Ing. Pietro Faraone

ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PALERMO
Dott. Ing. PIETRO FARAONE n. 3899

Data: Marzo 2018	Scala	Tavola n°

Indice Relazione:

1. Inquadramento dell'opera 2
2. Descrizione dell'opera 3
3. Descrizione dell'intervento 5
4. Quadro normativo di riferimento 6
5. Descrizione strutturale 6
6. Caratteristiche dei materiali 12
7. Caratterizzazione sismica della zona, vita nominale, classe d'uso, spettri e definizione dell'azione sismica .. 15
8. Carichi sulla struttura 16
9. Combinazioni dei carichi 18
10. Livelli di conoscenza, fattori di confidenza e fattore di struttura 19
11. Descrizione del modello di calcolo 24
12. Risultati analisi modale 29
13. Principali verifiche effettuate e confronto con le sollecitazioni e domande (fattori di sicurezza) 32
14. Indice di rischio sismico 37

Relazione tecnica

1. Inquadramento dell'opera

La struttura oggetto di analisi è la scuola elementare comunale "Tenente Mazzola" di Polizzi Generosa (PA) sita in via G. Borghese.

Figura 1: Vista aerea con individuazione dell'edificio oggetto di studio

L'edificio si affaccia su via G. Borghese con il prospetto principale e l'ingresso, gli altri due lati su via S. Giovanni di Dio e su via Cardinale Mariano Rampolla, infine il quarto lato prospetta sul largo Chiesa Madre.

Nel seguito si farà riferimento al report *"Indagini e verifiche strutturali"* commissionato dal comune di Polizzi Generosa (PA), redatto dal laboratorio per l'architettura storica con direttore tecnico arch. Gaetano Renda, nel seguito denominato "Report"; e alla "*Relazione 10567-ROPA/16_Rev.0 del 24/08/2016, oggetto: diagnostica con metodo non invasivo dei solai scuola primaria -"Ten. Lucio Mazzola" Polizzi Generosa"* commissionata dal comune di Polizzi Generosa, redatto da Experimentations S.r.l. con responsabile prove geom. Giorgio Falleri, denominata "Relazione".

2. Descrizione dell'opera

L'immobile, risalente al secondo dopoguerra del secolo scorso, presenta una pianta a forma di trapezio rettangolo, con una corte interna che ne riprende la forma.

L'edificio a tre elevazioni può schematizzarsi in due parti collegate al centro da un corpo di forma curvilinea che funge da cerniera tra le due strutture; tale corpo porticato a pilastri al piano terra, ospita la scala a servizio di tutti i livelli fuori terra.

Dai dati a disposizione dello scrivente in merito alle vicende storico costruttive dell'edificio emerge la pre-esistenza di una chiesa che venne demolita per dare spazio al complesso scolastico odierno e a seguito di ciò la parrocchia ha ottenuto l'intera ala nord al terzo livello dell'edificio che ospita il salone parrocchiale.

Da altre notizie si evince che la fabbrica non fu interamente completata nello stesso periodo, infatti nel 1955, epoca in cui fu inaugurato il salone parrocchiale, il terzo livello dell'ala su via Cardinale Mariano Rampolla era costituito da un semplice terrazzo. La costruzione dell'attuale terzo livello dell'ala sud fu ripresa dopo la risoluzione di alcune problematiche sorte con la parrocchia e probabilmente a seguito di ulteriori finanziamenti e con nuove maestranze.

In pianta, a parte il blocco centrale dal quale si accede, l'impianto è rigido e gli ambienti si distribuiscono attraverso lunghi corridoi, a piano terra nell'ala sud su via Rampolla sono dislocati gli ambienti della direzione e la sala mensa costituita da due vani, uno di grandi dimensioni senza alcuna separazione strutturale all'interno, l'altro di ridotte dimensioni in parte interrato.

Nell'ala nord sono dislocati i locali della segreteria con affaccio diretto sulla corte interna.

A primo piano in entrambe le ali si trovano gli ambienti adibiti ad aule, mentre al secondo piano le due ali assolvono funzioni diverse in quanto l'ala sud è adibita a scuola mentre l'ala nord a salone parrocchiale con accesso indipendente dal cortile della chiesa Madre.

Per quanto riguarda i fronti la corte interna è perimetrata dai due fronti lunghi dell'edificio scolastico con al centro la cerniera della scala e da un grosso muro di sostegno del terrapieno del sagrato parrocchiale.

Il fronte su via G. Borghese è scandito in tre grandi parti: la prima è quella porticata d'ingresso, a cui si accede da una scala coperta da una pensilina a sbalzo, i cui piani superiori presentano una serie di finestre corrispondenti al blocco servizi; la parte centrale è costituita da due finestre allineate per tutti e tre i livelli, la terza è più disordinata ed è caratterizzata a piano terra dal cancello che permette l'ingresso alla corte interna e all'ultimo livello da una balconata a sbalzo molto sporgente.

Figura 2 Fronte su via G. Borghese

I fronti su via S. Giovanni di Dio e su via Cardinale Mariano Rampolla si presentano molto regolari con scansioni di finestre uguali a tutti i livelli e privi di parti sporgenti.

Sul fronte di via Cardinale Mariano Rampolla si osserva una netta divisione in tre parti per la distribuzione architettonica delle finestre; differenziazione evidenziata anche dal punto di vista strutturale, infatti i due ambiti laterali sembrano mostrare, tra le aperture, la presenza di piedritti.

Figura 3 Fronte su via Cardinale Mariano Rampolla

3. Descrizione dell'intervento

La presente relazione viene redatta al fine di effettuare la valutazione della sicurezza sismica della scuola elementare comunale "Tenente Mazzola" di Polizzi Generosa (PA).

La valutazione della sicurezza degli costruzioni esistenti in muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al punto 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate ai punti 8.2 e 8.3. In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso. Non è necessario eseguire le verifiche allo stato limite di esercizio.

Evidenziato questo le verifiche verranno effettuate solamente allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la conoscenza della geometria e dei dettagli costruttivi dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali risente della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- la conoscenza dei carichi permanenti dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati "fattori di confidenza", che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali, significativo degrado e decadimento delle caratteristiche

meccaniche dei materiali, azioni eccezionali, situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;

- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidezza.

La valutazione della sicurezza deve permettere di stabilire se l'uso della costruzione possa continuare senza interventi; l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso) o sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

4. Quadro normativo di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".*

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "*Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".*

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.) *"Norme tecniche per le Costruzioni "*.

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) *"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".*

5. Descrizione strutturale

Ai fini delle analisi esposte nel seguito si fa riferimento alla documentazione a disposizione dello scrivente dal quale emerge un rilievo strutturale dell'edificio condotto a seguito di una campagna di indagini. Tale campagna ha previsto prove pacometriche, perforazioni tramite carotaggio, piccoli saggi manuali, prove di carico sui solai, esame termografico; permettendo di acquisire diverse informazioni di natura metrica, fisica e meccanica.

La struttura della scuola “tenente Mazzola” di Polizzi Generosa, che si sviluppa per tre elevazioni, è costituita ai due piani inferiori prevalentemente da muratura in conci di calcare compatto mentre al secondo piano presenta una struttura in c.a. con muri di tompagno in blocchi di cemento.
Al piano terra, dai saggi riportati nel “Report” sia in corrispondenza di un piedritto tra le finestre sia nelle immediate vicinanze, si evince che le murature risultano costituite da conci di calcare compatto ben allettato proveniente da cave locali, mentre i piedritti tra le finestre sono realizzati con muratura di mattoni piani di fattura artigianale chiamati “Pantofoli”. Lo spessore delle pareti è compreso tra 85 e 65 cm.
Le caratteristiche meccaniche della prima tipologia sono note grazie alla prova con martinetti doppi condotta, dal “*Laboratorio per l’architettura storica”*, in corrispondenza della parete nord-est della corte interna in prossimità dell’atrio carrabile, impiegando una coppia di comparatori millesimali elettronici per il rilevamento dei dati, ancorati alla parete tramite tasselli di adeguate dimensioni.
La registrazione dei dati sperimentali, in cantiere, ha evidenziato cedimenti pressoché omogenei, nei due comparatori, ai vari livelli di pressione raggiunta all’interno dei martinetti denotando una buona qualità della muratura.
L’elaborazione dei dati ha permesso di calcolare il punto in cui si è verificata la rottura della muratura che è risultato per entrambi i comparatori pari a 28 atm corrispondente ad una sollecitazione di 13 kg/cmq, mentre il corrispondente valore del modulo di elasticità risulta pari a 40000 kg/cmq.
Dai dati a disposizione non si hanno informazioni in merito all’ammorsamento delle murature, sarà quindi necessario effettuare dei saggi manuali per indagarlo.
È stata rilevata, invece, la disposizione delle aperture sia interne che esterne, unica ipotesi fatta riguarda le altezze di alcune di esse che non risultavano note dal rilievo e saranno verificate successivamente.
Dai dati a disposizione si evince, inoltre, la presenza di cordoli in c.a. sia sulle murature perimetrali che sulle murature interne, lo spessore misurato sotto il solaio varia da un massimo di 30 cm a un minimo di 15 cm in funzione della quota degli architravi delle finestre. Si ipotizza uno spessore di 60 cm per le pareti dell’ala nord e del corpo cerniera e di 50 cm per le pareti dell’ala sud.
Inoltre è stata riscontrata, dalle tavole in allegato al “Report”, la presenza di una trave in c.a. nella sala mensa dell’ala sud dell’edificio e due travi nell’ala nord in corrispondenza dell’atrio d’ingresso al salone parrocchiale del piano primo. Per entrambe viene ipotizzata un’altezza delle travi pari a 50 cm.
Dallo studio di entrambi i documenti a disposizione si evince che gli orizzontamenti sono costituiti da solai con travetti gettati in opera di altezza 18+4 o 16+4 con interasse tra i travetti di circa 33 cm.
Gli orizzontamenti del corpo scala posto a cerniera tra le due ali dell’edificio presentano una tecnica

costruttiva leggermente diversa, infatti, viene utilizzato un particolare sistema di soletta nervata con travi in calcestruzzo poggiante direttamente sulle murature d'ambito. Lo spessore e l'armatura ipotizzata per la soletta è quella derivante dall'indagine effettuata sul solaio di copertura poiché non sono state effettuate prove agli altri piani. Si evince, quindi, la necessità di effettuare una prova endoscopica nei solai del corpo scala ai due piani inferiori per indagare le caratteristiche di tale tipologia di solaio.

Per i solati latero-cementizi, invece, sono a disposizione dello scrivente due prove termografiche ed endoscopiche a piano terra; una nel solaio di copertura della sala mensa e l'altra nella sala direzione nell'ala nord. Entrambi gli ambienti presentano la stessa tipologia di solaio a meno del massetto; quest'ultimo nella sala mensa è di 6 cm, mentre nella sala direzione di 10 cm. Nel modello strutturale, non avendo altri dati a disposizione, vengono considerati tutti i solai 18+4 con massetto da 10 cm tranne nella sala mensa dove il massetto risulta di 6 cm dalle prove effettuate.

Le murature e i cordoli del primo piano presentano le stesse caratteristiche del piano terra. Lo spessore delle pareti è compreso tra 85 e 45 cm, lo spessore dei cordoli viene ipotizzato pari a 50 cm.

Oltre alle aperture in questo piano sono presenti anche delle nicchie sia nell'ala sud su via cardinale Rampolla che nell'ala nord su via G. Borghese.

Dalla documentazione a disposizione si evince la presenza a questo piano di 6 travi. Un'ulteriore trave viene ipotizzata dallo scrivente tra l'ambiente bagni con la copertura a soletta piana e il corridoio dell'ala sud dell'edificio. Per le 7 travi riscontrate viene ipotizzata un'altezza pari a 50 cm.

Gli orizzontamenti presentano le stesse tipologie del piano terra; unica differenza da evidenziare il solaio dell'aula sopra la sala mensa per il quale è stata effettuata una prova endoscopica. Da tale prova emerge un solaio della tipologia 18+4 ma con massetto da 4 cm. Nel calcolo si considera quindi, a questo piano e per tale tipologia, massetto da 4 cm come riscontrato dall'indagine, in tutti gli altri ambienti, invece, sarà considerato da 10 cm. Per un ulteriore livello di approfondimento futuro, sarà necessario effettuare altre prove endoscopiche sui solai per indagarne gli effettivi spessori.

L'orditura dei solai viene riportata nelle tavole in allegato alla "Relazione" a seguito di indagini termografiche/magnetometriche o saggi diretti per le tre elevazioni.

Di seguito si riportano le piante con l'indicazione dei cordoli in calcestruzzo e dell'orditura dei solai per le prime due elevazioni.

Figura 2: Pianta primo impalcato

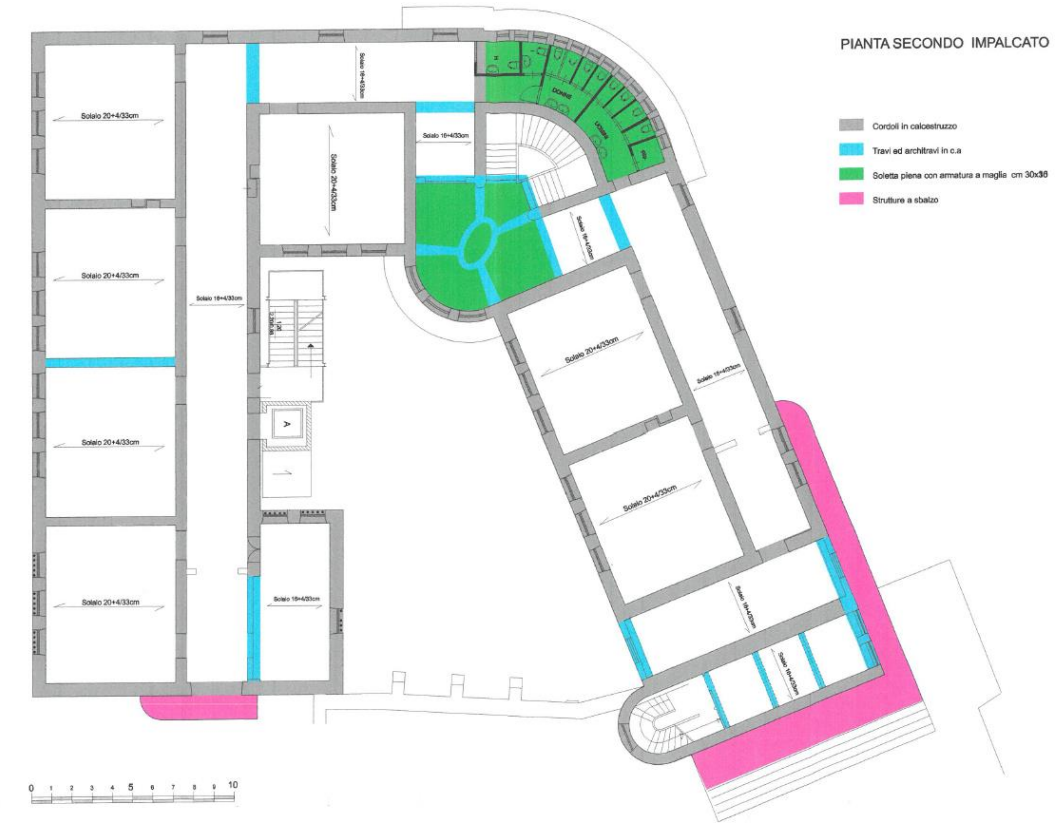


Figura 3: Pianta secondo impalcato

Al terzo piano l'edificio presenta una netta divisione tra l'ala nord e l'ala sud, non solo dal punto di vista funzionale ma anche strutturale. La prima, infatti, presenta una struttura in muratura portante, mentre la seconda struttura in cemento armato di tipo intelaiato costituito da travi e pilastri.
Dai dati riportati nel "Report" emerge che le murature d'ambito della sala parrocchiale sono costituite da pietrame calcareo ben allettato con spessore di 55 cm, mentre i piedritti in corrispondenza delle finestre, anche in questo piano, sono realizzati con mattoni pieni. Dal rilievo si evince, inoltre, la presenza di 4 vistosi portali a sezione variabile con luce netta di 10 m e a un interasse circa di 4 m, realizzati a sostegno della copertura della grande sala. Le travi appartenenti alle prime due campate a partire dal blocco scala, invece, presentano una luce ridotta solamente a 6,3 m e risultano di tipo tradizionale semplicemente appoggiati alle murature. L'indagine pacometrica ha escluso la presenza di elementi strutturali ad andamento verticale in corrispondenza delle stesse. È stata rilevata anche in questo piano la presenza di cordoli sulle murature perimetrali, lo spessore misurato sotto il solaio risulta di 30 cm.
Gli orizzontamenti sono costituiti da solai con travetti gettati in opera H16+4 con interasse tra i travetti di circa 33 cm. Si esclude, inoltre, la presenza di elementi strutturali armati ad andamento verticale anche nel piccolo vano soprastante l'atrio di ingresso alla sala parrocchiale, anche in questo caso viene confermata la presenza dei cordoli.
Dalle prove pacometriche, effettuate dal "*Laboratorio per l'architettura storica"*, è stato possibile identificare tutti gli elementi strutturali ad andamento verticale presenti nell'ala sud dell'edificio. In particolare si è rilevata la presenza di ben 40 pilastri a sezione quadrata con lato pari a 25 cm ed 8 pilastri a sezione rettangolare da 25x45 cm. Complessivamente al terzo livello sono stati identificati n°48 pilastri. Le travi perimetrali sono state ipotizzate 30x50 cm poiché dalle analisi effettuate gli elementi presentano un'altezza misurata al di sotto del soffitto di 30 cm.
Il solaio di copertura dell'area è costituito da una soletta piena i cui dati sono a disposizione grazie alla prova endoscopica riportata nella "Relazione". Essa risulta spessa 12 cm, armata con doppia armatura ad orditura incrociata.
Ulteriori approfondimenti hanno evidenziato, oltre alla scarsa qualità del calcestruzzo, la cattiva esecuzione dei getti, infatti la scarsa qualità del calcestruzzo estratto con carotaggio dai vari pilastri indagati nel "Report" non ha consentito di ricavare provini significativi da sottoporre a prova di compressione. La cattiva esecuzione dei getti è stata evidenziata, inoltre, da perforazioni eseguite in corrispondenza di numerosi pilastri sia del corridoio che all'interno delle aule. Queste hanno evidenziato come il problema della segregazione dei getti interessi la totalità dei pilastri indagati.
Altra anomalia riscontrata riguarda la particolare disposizione dei pilastri; si è registrata infatti una concentrazione in corrispondenza dell'unica aula adiacente al corpo scala e delle due aule poste alle

due estremità del corridoio parallelo a via Rampolla; in questo caso ben 10 pilastri sono stati individuati lungo il perimetro degli ambienti. Al contrario risultano carenti i pilastri rinvenuti all'interno delle due aule centrali. Infatti né sul muro divisorio né sul muro di prospetto si sono rinvenuti elementi strutturali ad andamento verticale. La dislocazione planimetrica dei pilastri così come rinvenuta dai dati e la disposizione dei cordoli sulle murature perimetrali del salone parrocchiale viene riportata di seguito.

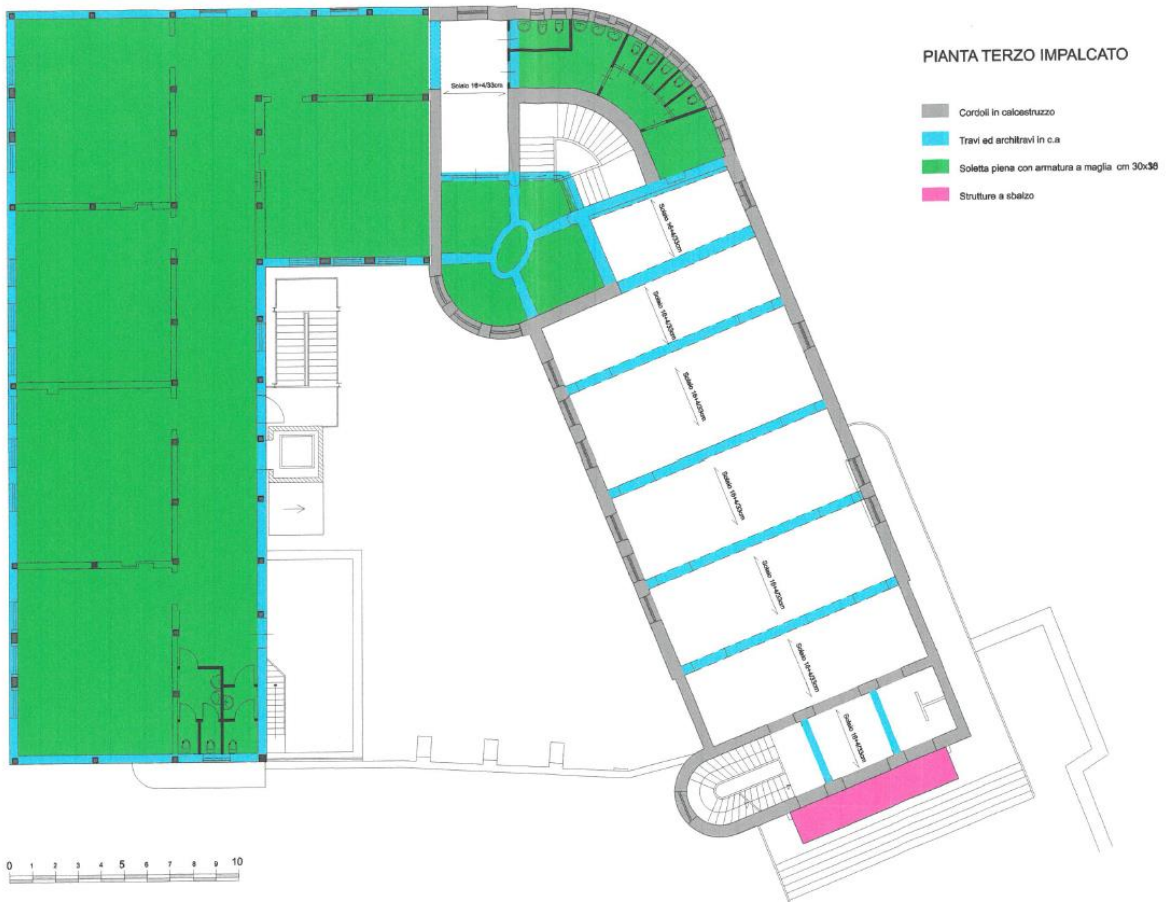


Figura 4: Pianta terzo impalcato

Le tamponature, dalle indagini riportate nella "Relazione", sono costituite da blocchi di cemento forati, le dimensioni esterne dei blocchi risultano 30x50 cm, mentre le dimensioni delle due aree vuote risultano di 15,5 cm per 17 cm, pertanto la sezione complessiva dell'elemento è pari a 1500 mq mentre la superfice dei vuoti è pari a 527 cmq, la percentuale dei vuoti risulta pari al 35,13% della superfice totale.

Dal report si evince infine che la fondazione è costituita da una muratura in pietrame calcareo di colore grigio, sormontata da un cordolo in calcestruzzo armato.

6. Caratteristiche dei materiali

Nella struttura oggetto di analisi sono state individuate, come specificato in precedenza, due tipologie di muratura per le strutture portanti, muratura in conci di calcare compatto e muratura in mattoni pieni detti "Pantofoli", e una per le tamponature, muratura in blocchi di cemento forati.

I parametri meccanici della muratura in conci di calcare compatto adoperati nelle verifiche sono i valori di modulo di elasticità e carico di rottura forniti della prova con martinetti, mentre per gli altri parametri e per il peso specifico si fa riferimento ai valori forniti nella tabella C8B.1 della Circolare per la tipologia "muratura in conci di pietra tenera" tenendo in considerazione la buona qualità della muratura.

Tipologia di muratura	f_m (N/cm^2)	τ_0 (N/cm^2)	E (N/mm^2)	G (N/mm^2)	w (kN/m^3)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 3: Tabella C8B.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, τ_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

Nelle verifiche viene trascurata la presenza della muratura in mattoni pieni "Pantofoli". Su tale muratura non sono state effettuate prove per indagarne le caratteristiche meccaniche. Essa può essere riconducibile a una "muratura in mattoni pieni e malta di calce" la quale presenta un valore di resistenza media a compressione superiore rispetto alla muratura in conci di calcare.
Si evince la necessità di effettuare una prova con martinetti doppi in corrispondenza dei piedritti tra le finestre per la determinazione delle caratteristiche della muratura di mattoni pieni "Pantofoli". Durante la successiva campagna di indagini verrà verificata anche la presenza della muratura in "Pantofoli" anche nei piedritti tra le finestre del prospetto interno.
I parametri della muratura in blocchi di cemento forati fa riferimento alla tipologia "Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)".
In questa prima fase di analisi, ai fini dei calcoli, i setti murari delle prime due elevazioni verranno ipotizzati ben ammorsati tra loro.
Nota la scarsa qualità del calcestruzzo estratto tramite carotaggi nelle verifiche viene considerato un calcestruzzo C12/15 per tutti gli elementi in c.a. presenti nella struttura.
Resistenza cubica caratteristica a compressione R_{ck} = 15 N/mm^2
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione f_{ck} = 12 N/mm^2
Modulo elastico medio E_{cm} = 27085 N/mm^2
Modulo elastico tangenziale G=11285 N/mm^2
Le barre costituenti l'armatura vengono ipotizzate B450C.
Si riportano sinteticamente in tabella i parametri meccanici delle tipologia di muratura suddette.

Tipologia di muratura	f_m N/mm^2	E N/mm^2	G N/mm^2	w N/m^3
Muratura in conci di calcare compatto	1.35	3000	540	16000
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3.60	2250	750	18000
Muratura in blocchi di calcestruzzo	5.00	4500	1110	12000

Dai dati a disposizione dello scrivente si evincono inoltre i dati caratteristici del terreno di fondazione:
coesione χ=2.4 t/mq
angolo di attrito interno φ=25°
peso per unità di volume γ=1.9 t/mc

Sulla base della documentazione sopra richiamata si è stati in grado di risalire alle armature di alcuni degli elementi strutturali, per gli altri sono state avanzate delle ipotesi che verranno chiarite nella successiva campagna di indagini.

L'armatura dei cordoli in c.a. presenti sulle murature perimetrali ed interne ai vari piani è nota dai dati e disposizione e risulta costituita da barre longitudinali da 12 mm e staffe da 6 mm ogni 20-22 mm, ai fini delle analisi viene considerato cautelativamente un passo tra le staffe pari a 22 mm.

Per le travi presenti ai vari piani nella struttura in muratura non si hanno indagini specifiche e viene ipotizzata un'armatura uguale a quella dei cordoli. Sarà quindi necessario, nella successiva campagna di indagini, effettuare delle prove pacometriche per indagarle.

I pilastri della terza elevazione sono stati indagati anch'essi con prove pacometriche. Da queste emerge che l'armatura dei pilastri a sezione quadrata è costituita da 3+3 correnti da 12 mm staffati ogni 15 cm con ferri da 6 mm, mentre i pilastri a sezione rettangolare sono armati con 5+5 correnti da 12 mm staffati ogni 15 cm con ferri da 6 mm.

L'armatura delle travi del terzo piano è invece nota grazie alle prove pacometriche effettuate dal *"Laboratorio per l'architettura storica"* riportate nel "Report". Esse risultano armate con correnti da 12 mm, mentre le staffe realizzate con barre da 6 mm posizionate ad un interasse di 20 cm.

L'armatura delle travi in corrispondenza dei portali del salone parrocchiale viene ipotizzata costituita da due barre da 12 in zona compressa e 6 in zona tesa. Risulta quindi necessario effettuare una prova pacometrica per l'individuazione della stessa. Per le travi che poggiano sulle murature viene ipotizzata la stessa armatura.

La soletta di copertura presenta una doppia armatura incrociata in particolare: le armature disposte parallelamente al cordolo sono barre da 6 mm ad un interasse di 30 cm, quelle disposte perpendicolarmente al muro di prospetto barre da 10 mm ogni 35 cm.

L'armatura della soletta di copertura viene ipotizzata della stessa tipologia anche ai piani inferiori e verrà verificata con indagini endoscopiche.

In questa prima fase di analisi viene trascurata la presenza degli sbalzi e delle scale, il carico in copertura dovuto alla presenza dei muretti d'attico; le fondazioni vengono ipotizzate in muratura trascurando la presenza del cordolo superiore.

7. Caratterizzazione sismica della zona, vita nominale, classe d'uso, spettri e definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NTC.

La struttura oggetto di verifica è sita nel comune di Polizzi Generosa (PA) e ricade in zona sismica 2, come si evince dall'Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003-Allegato 1, e successive modifiche ed integrazioni, riportante l'elenco delle località sismiche del territorio italiano.

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale è quindi calcolata sulla base della Tabella 2.4.1. delle NTC 2008 e risulta pari a V_N=50 anni trattandosi di un'opera ordinaria.

Nota la destinazione d'uso della costruzione (scuola) è possibile definire la classe d'uso della struttura secondo quanto previsto al punto 2.4.2 delle NTC e dunque l'azione sismica di progetto. La classe d'uso risulta quindi:

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

Per la classe d'uso III il coefficiente C_U=1.5 (tabella 2.4.II - NTC2008).

Il periodo di riferimento per l'azione sismica della struttura vale quindi:

$V_R=V_N \cdot C_U$=75 anni

Avendo calcolato la vita nominale, la classe d'uso e il periodo di riferimento ed essendo nota, oltretutto, la pericolosità di base del sito di costruzione, è possibile calcolare le azioni sismiche secondo quanto previsto al punto 3.2 delle NTC.

In relazione al periodo di riferimento V_R e allo stato limite considerato (SLV), cui è associata la probabilità di superamento P_{VR} (10%) nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno dell'azione sismica:

$T_R=-V_R \ln(1-P_{VR})$ = 712 anni

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento orizzontale:

-a_g accelerazione orizzontale massima del sito;

-F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

-T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Ai fini della determinazione dell'azione sismica in funzione delle caratteristiche del sito, la norma al punto 3.2.2 definisce 5 tipi di terreno. Per la costruzione oggetto di studio, non avendo a disposizione una relazione geologica del sito su cui sorge la struttura, si ipotizza un terreno di tipo *C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati.*

Per le condizioni topografiche si fa invece riferimento a superfici pianeggianti categoria T1.

Si riportano di seguito i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

							Parametri di pericolosità sismica	
Stato Limite	**a_g/g**	**F_O**	**T^*_c**	**C_C**	**T_B**	**T_C**	**T_D**	**S_S**
			[s]		[s]	[s]	[s]	
SLO	0.0516	2.390	0.266	1.63	0.144	0.432	1.806	1.50
SLD	0.0659	2.388	0.282	1.59	0.150	0.450	1.864	1.50
SLV	0.1649	2.453	0.320	1.53	0.163	0.489	2.260	1.46
SLC	0.2109	2.504	0.329	1.52	0.166	0.498	2.444	1.38

Tabella 6: Valori dei parametri ag, F0, T*C per i periodi di ritorno TR associati allo stato limite di salvaguardia della vita

8. Carichi sulla struttura

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La normativa definisce al punto 2.5 le azioni sulle costruzioni effettuando una distinzione tra azioni permanenti strutturali e non strutturali, azioni variabili, eccezionali e sismiche.

Sulla costruzione oggetto di verifica agiscono, oltre ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, carichi variabili sui solai d'interpiano e di copertura relativi alla destinazione d'uso della costruzione, carichi dovuti alla neve e al vento.

Riguardo ai solai del piano terra e del primo piano la tabella 3.1.II delle NTC2008 riporta per *Ambienti suscettibili di affollamento Cat. C1- Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole*, il valore del carico variabile nominale di 3 kN/m^2

Sui solai di copertura è stato considerato, oltre al carico neve descritto di seguito, il carico relativo alle categoria *Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione* pari a 0,5 kN/m^2.

Il carico neve e il carico vento vengono calcolati secondo le prescrizioni del paragrafo 3.4 e 3.3 rispettivamente dell'NTC2008.

I dati per la determinazione di tali carichi vengono riportati di seguito.

<u>Dati per il calcolo del carico neve:</u>

quota di riferimento s.l.m. a_s=920 m

zona III

copertura piana μ_i=0.8

<u>Dati per il calcolo del carico vento:</u>

quota di riferimento s.l.m. a_s=920 m

Zona 4

Classe di rugosità terreno B

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m^2]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	**Ambienti ad uso residenziale.** Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	**Uffici.**			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	**Ambienti suscettibili di affollamento**			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	**Ambienti ad uso commerciale.**			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—
*	non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati			
**	per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Tabella 4: Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

9. Combinazioni dei carichi

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti. Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \Psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \Psi_{03} \times Q_{k3} + \ldots$

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{k1} è il valore caratteristico della azione variabile;
- γ_{G1} è il coefficiente parziale del peso proprio della struttura;
- γ_{G2} è il coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_{Q1} è il coefficiente parziale delle azioni variabili;
- Ψ_{0i} sono i valori dei coefficienti di combinazione.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$E + G_1 + G_2 + \sum \Psi_{2i} \times Q_{ki}$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- Ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono riportati nella tabella 2.6.I delle NTC2008 e valgono rispettivamente $\gamma_{G1}=1.3$, $\gamma_{G2}=1.5$ e $\gamma_{Qk}=1.5$.

Per i valori dei coefficienti di combinazione si fa invece riferimento alla Tabella 2.5.I relativamente alle categorie C e H e alle azioni del vento e della neve.

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 5: Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

In accordo alle tabelle appena richiamate, si nota che per la combinazione sismica gli effetti del vento e della neve non vengono considerati perché i coefficienti Ψ_{2i} sono nulli.

Si ottengono 16 combinazioni relative alla fondamentale, combinando per ciascuna di esse l'azione variabile dominante con le azioni variabili che possono agire contemporaneamente ad essa ridotte tramite i coefficienti di combinazione.

La componente verticale del sisma può essere trascurata; le componenti orizzontali invece, individuabili secondo le due direzioni di sviluppo in pianta dell'edificio (X e Y), devono essere considerate ortogonali tra loro e caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. Inoltre, i valori massimi della risposta, ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente, potranno essere combinati sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. Per le azioni sismiche si ottengono 32 combinazioni.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'Approccio 2 come definito al punto 2.6.1 delle NTC2008, attraverso la combinazione A1+M1+R3. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I della norma. I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 riportati nella tabella 6.2.II.

10. Livelli di conoscenza, fattori di confidenza e fattore di struttura

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti è normalmente affetta da un grado di incertezza diverso rispetto agli edifici di nuova costruzione.

Le modalità di verifica delle costruzioni nuove sono basate sull'uso di coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle azioni e alle caratteristiche meccaniche dei materiali, concepiti e calibrati per tenere conto dell'intero processo che va dalla progettazione alla concreta realizzazione.

Per le costruzioni esistenti è di fondamentale importanza la conoscenza della struttura e dei materiali che la costituiscono. È per questo motivo che viene introdotta un'altra categoria di fattori, i "fattori di confidenza" (FC), da utilizzare come ulteriori coefficienti di sicurezza che tengono conto delle incertezze nella conoscenza dei parametri del modello.

Per analizzare la struttura il primo passo è quello di individuare il livello di conoscenza, secondo i criteri formulati nel paragrafo C8A.1.A della Circolare n° 617 del 2 Febbraio 2009. Essendo la struttura mista in c.a. e muratura vengono di seguito analizzate brevemente le indicazioni fornite dalla Circolare per le due tipologie presenti.

La conoscenza della costruzione in muratura oggetto della verifica è funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva, di regola, dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, esteso a tutto il manufatto, di tutti gli elementi caratterizzanti, incluse eventuali nicchie, cavità, discontinuità ecc, l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati e sezioni. Viene inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.). La finalità è consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

I dettagli costruttivi da esaminare per le costruzioni in muratura sono relativi ai seguenti elementi:

a) qualità del collegamento tra pareti verticali;

b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;

c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;

d) esistenza di elementi singolari nella tessitura muraria

e) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;

f) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

g) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in

superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura.

- Verifiche in-situ estese ed esaustive: sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Per ciò che riguarda invece le proprietà dei materiali si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria.
- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta e eventualmente di pietre e/o mattoni consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente.
- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio. Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come indicato nella tabella C8A.1 della Circolare riportata di seguito.

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	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 limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	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			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).		1.00

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

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza degli edifici in c.a. sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura, per il c.a., i collegamenti per l'acciaio, i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Si riporta la tabella C8A1.2 contenuta nella circolare relativa alla stima dei livelli di conoscenza per gli edifici in c.a.

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

Tabella 2: Tabella C8A.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

In seguito allo studio del materiale a disposizione dello scrivente e tenuto conto delle indicazioni della Circolare si individua per la costruzione oggetto di studio un livello di conoscenza LC1 cui corrisponde il fattore di confidenza FC=1.35.

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. La struttura in esame risulta non regolare in pianta e in altezza.

Per la definizione degli spettri di progetto, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla pericolosità sismica del sito) occorre determinare il Fattore di Struttura q. Quest'ultimo è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza. Nel caso in esame il fattore di struttura q per sisma orizzontale sarà uguale a 2.25 tenendo in considerazione le precisazioni della circolare al punto C8.7.1.2 per costruzioni esistenti.

Gli spettri di risposta per il sito di costruzione sono riportati in Figura 7.

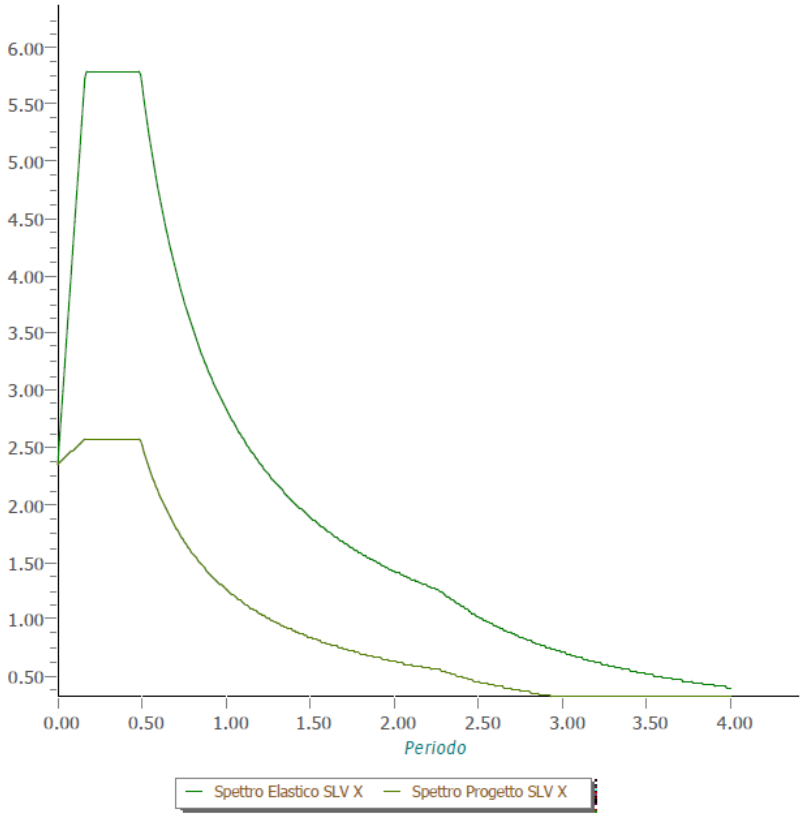


Figura 5 Grafici degli spettri di risposta

L'azione sismica viene simulata nella modellazione applicando gli spettri di progetto alla struttura. La conseguente analisi dinamica permetterà la determinazione degli spostamenti subiti dalla struttura e causati dal sisma stesso.

Tale analisi, definita nel paragrafo C8.7 della circolare e 7.3 delle NTC2008, consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

L'inviluppo delle sollecitazioni derivanti dai modi propri di vibrare è stato determinato mediante una combinazione quadratica completa (CQC).

11. Descrizione del modello di calcolo

Sulla scuola elementare comunale "Tenente Mazzola" di Polizzi Generosa è stata condotta, con i dati a disposizione esposti nei paragrafi precedenti, un'analisi dinamica modale con spettro di risposta, per permettere una valutazione preliminare del comportamento sismico. Tale analisi viene svolta mediante un software ad elementi finiti EDILUS (lic.17120848).

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite elementi beam per la modellazione di travi e pilastri ed elementi shell per pareti e solette.
I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette). I carichi dovuti ai tamponamenti sono schematizzati come carichi lineari agenti sulle aste.
Gli impalcati sono stati considerati rigidi.
Vengono considerati vincoli di semincastro tra elementi di materiale diverso (muratura-travi in c.a.) e vincoli di incastro tra gli elementi in c.a.
Si riportano di seguito due viste assonometriche contrapposte del modello utilizzato per le verifiche.

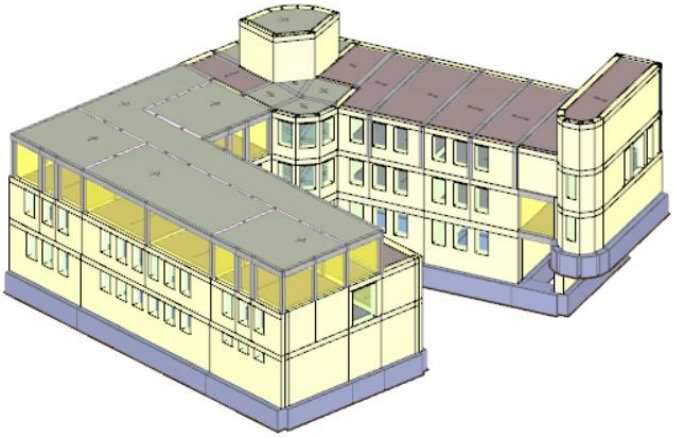


Figura 6: Vista anteriore

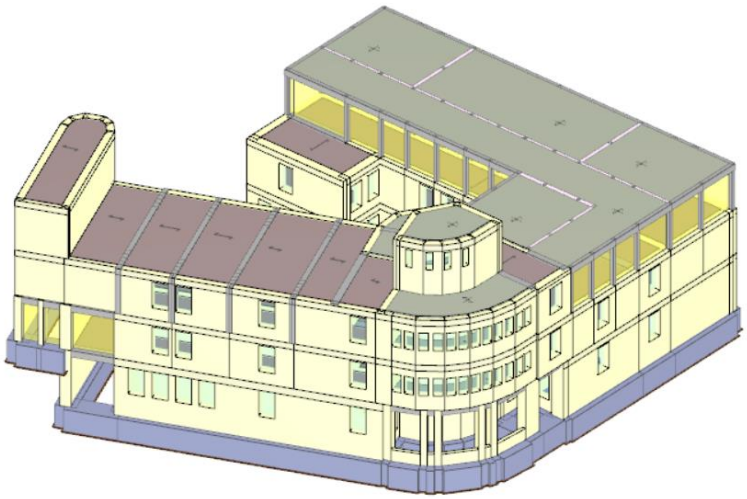


Figura 7: Vista posteriore

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).

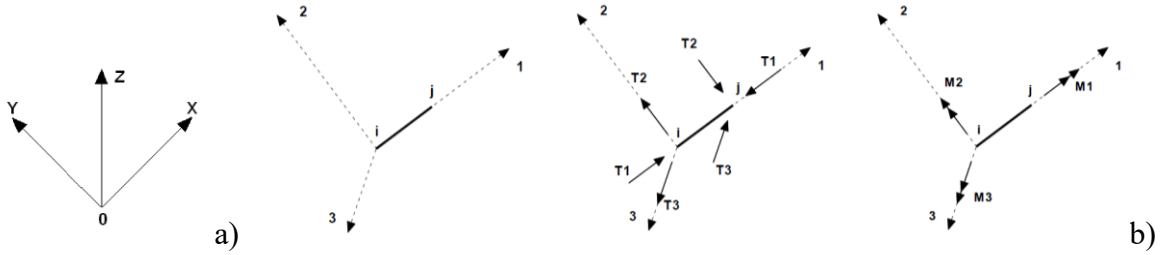


Figura 10: a) Sistema di riferimento globale; b) sistema di riferimento locale delle travi

L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere carichi distribuiti e carichi nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti. Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
- Sollecitazioni taglianti T_2 e T_3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
- Sollecitazione torcente M_1.

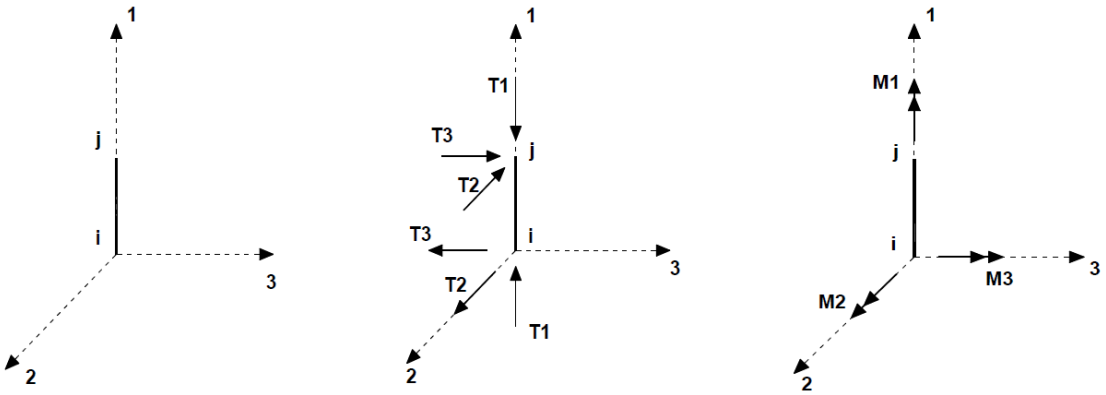


Figura 11: Sistema di riferimento locale dei pilastri

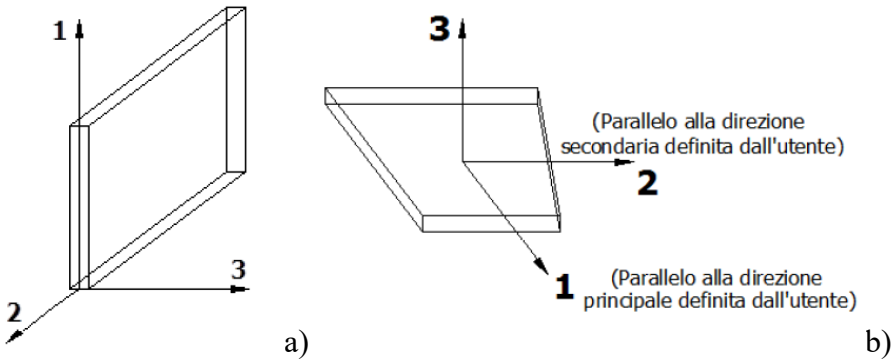
Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a 0 gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di 90 gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

- una forza di trazione o compressione T_1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.



a) b)

Figura 11: a) Sistema di riferimento locale per pareti, b) Sistema di riferimento locale per solette

Infine una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto è possibile applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Viene inoltre definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo ".

Le aste, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

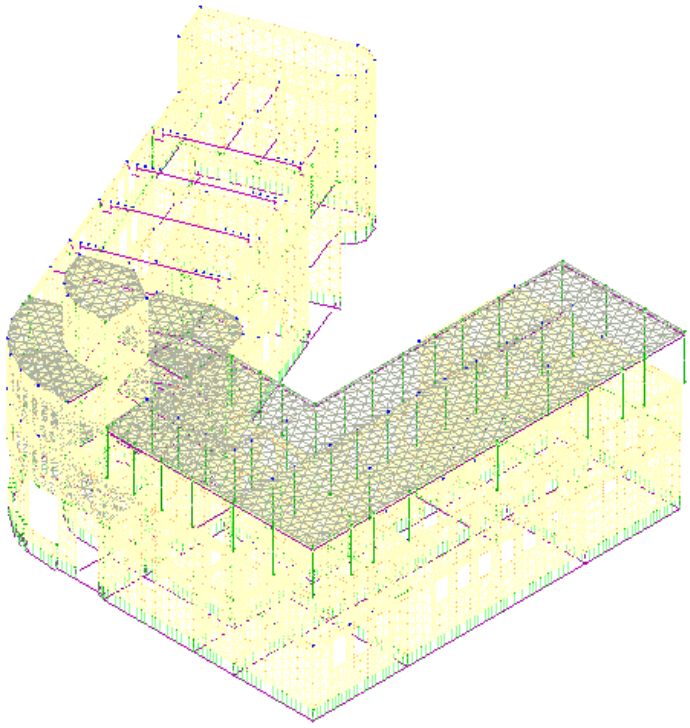


Figura 12: Struttura discretizzata

Per quanto attiene agli elementi esistenti in c.a., ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in duttili (travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale) e fragili (meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi). Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di struttura q, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per q = 1.5, sia inferiore o uguale alla corrispondente

resistenza. Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche. Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel paragrafo C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale.

Per quanto concerne la verifica degli elementi in muratura (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell, si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.
In particolare per i maschi murari e per le fasce vengono eseguite le verifiche di

- pressoflessione nel piano,
- taglio nel piano
- pressoflessione fuori piano

secondo le indicazioni del paragrafo 7.8 delle NTC2008.
Per i maschi murari viene effettuata la verifica di snellezza confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma.

12. Risultati analisi modale

Nell'analisi modale effettuata sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa secondo le prescrizioni normative. È opportuno, infatti, considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Nel caso in esame sono stati considerati i primi 20 modi di vibrare della struttura. Per tali modi vengono di seguito riportati i valori delle percentuali di masse partecipanti a ciascun modo e relativi periodi.

Sptr	T	%M.M
	[s]	[%]
Modo Vibrazione n. 1		
SLU-X	0,212	74,51
SLU-Y	0,212	1,68
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 2		
SLU-X	0,22	1,27
SLU-Y	0,22	69,05

SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 3		
SLU-X	0,109	0,35
SLU-Y	0,109	9,11
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 4		
SLU-X	0,12	6,56
SLU-Y	0,12	0,02
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 5		
SLU-X	0,189	0,29
SLU-Y	0,189	5,79
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 6		
SLU-X	0,093	1,41
SLU-Y	0,093	0,08
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 7		
SLU-X	0,067	0,72
SLU-Y	0,067	0,01
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 8		
SLU-X	0,082	0,01
SLU-Y	0,082	0,53
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 9		
SLU-X	0,065	0,48
SLU-Y	0,065	0,01
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 10		
SLU-X	0,066	0
SLU-Y	0,066	0,46
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 11		
SLU-X	0,068	0,01
SLU-Y	0,068	0,25
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 12		
SLU-X	0,072	0,24
SLU-Y	0,072	0,09
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 13		
SLU-X	0,102	0,02
SLU-Y	0,102	0,14
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 14		
SLU-X	0,067	0
SLU-Y	0,067	0,14
SLU-Z	0	0

Modo Vibrazione n. 16		
SLU-X	0,084	0
SLU-Y	0,084	0,08
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 17		
SLU-X	0,089	0,08
SLU-Y	0,089	0,04
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 18		
SLU-X	0,088	0
SLU-Y	0,088	0,08
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 19		
SLU-X	0,07	0,05
SLU-Y	0,07	0,01
SLU-Z	0	0
Modo Vibrazione n. 20		
SLU-X	0,097	0,02
SLU-Y	0,097	0,05
SLU-Z	0	0

Si riportano inoltre le deformate dei primi 2 modi di vibrare della struttura, indipendenti dal valore dell'azione sismica. Al primo modo è associata una percentuale di massa partecipante pari al 74.51% lungo x e al secondo modo una percentuale pari al 69.05% lungo y, con periodo rispettivamente pari a 0.212s e 0.220 s.

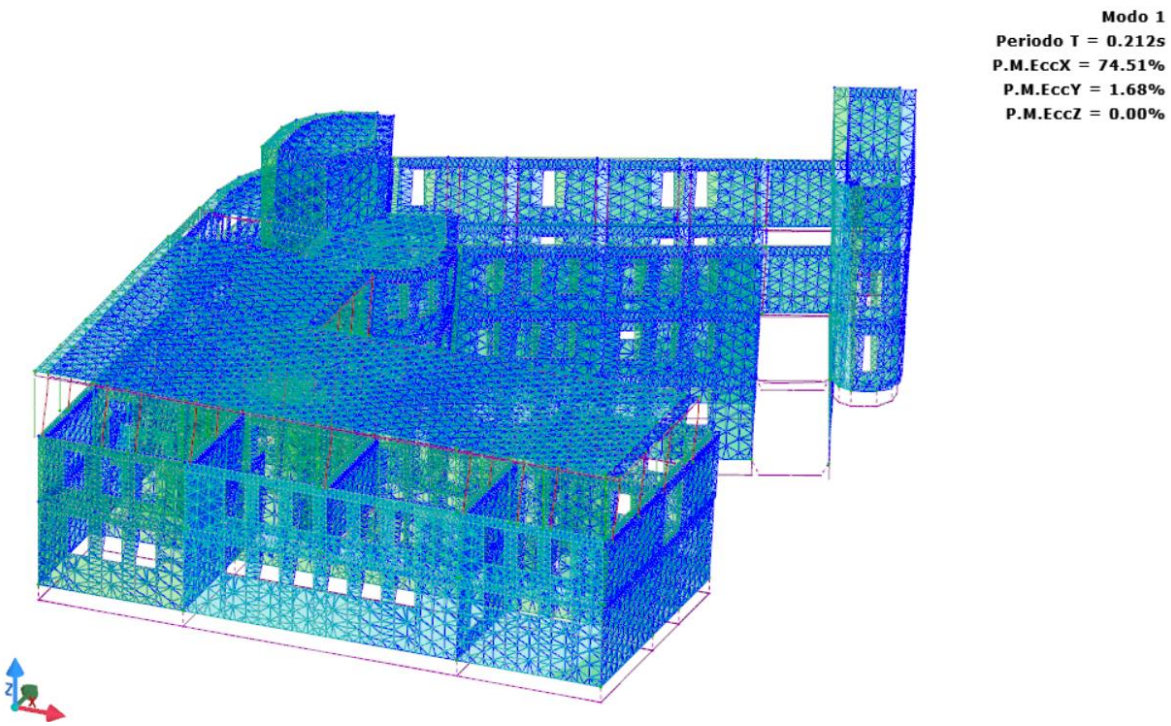


Figura 8 Primo modo di vibrare della struttura

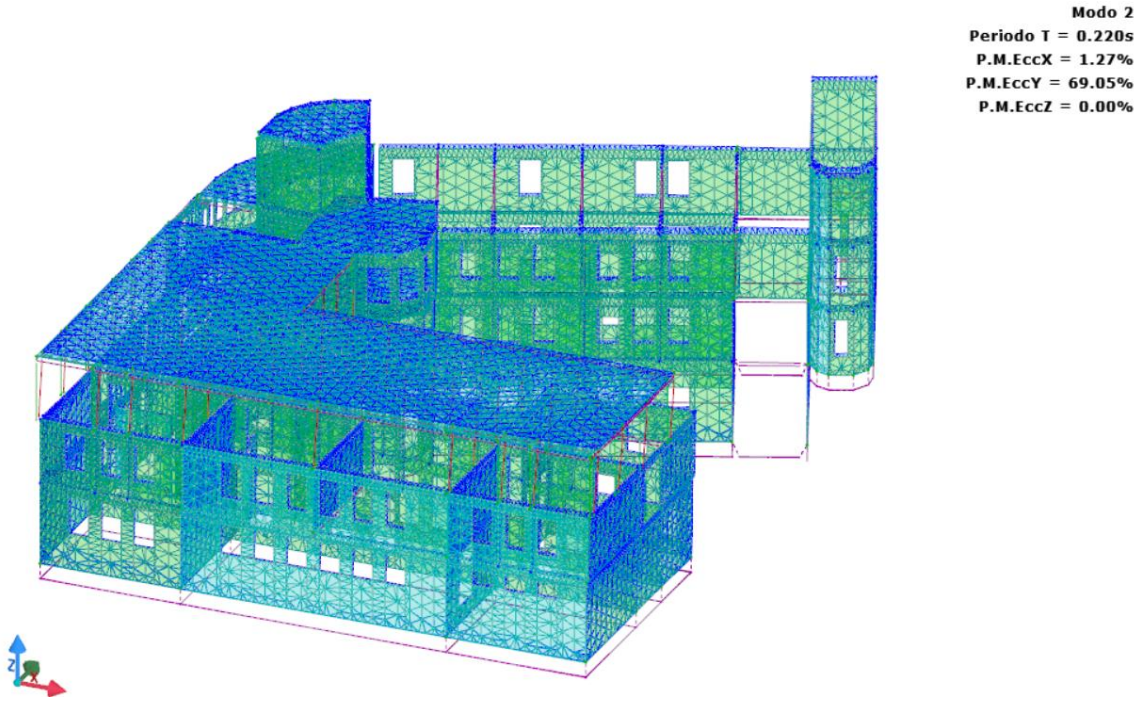


Figura 9 Secondo modo di vibrare della struttura

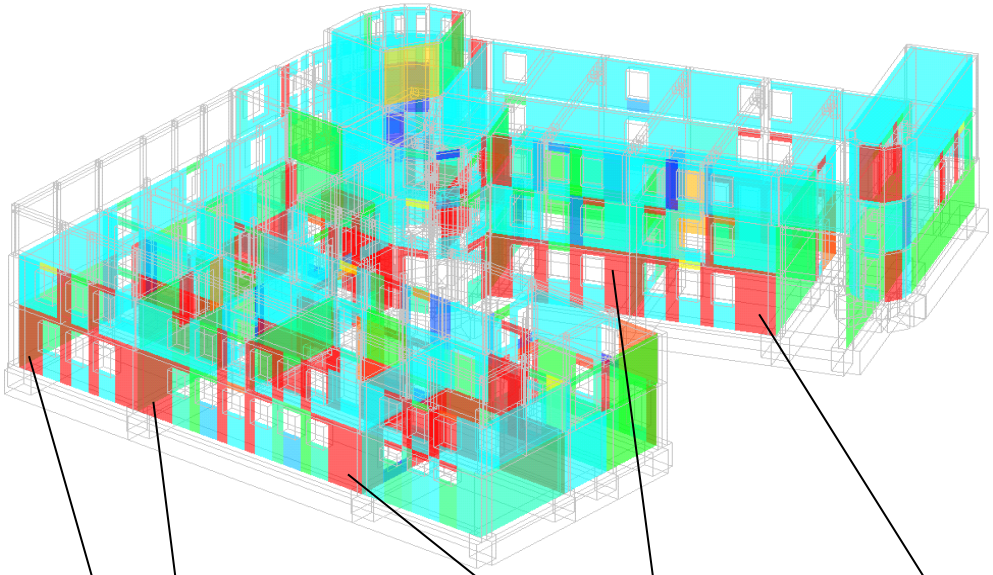
13. Principali verifiche effettuate e confronto con le sollecitazioni e domande (fattori di sicurezza)

Per i maschi murari della struttura oggetto di analisi vengono effettuate le verifiche a pressoflessione nel piano, fuori piano e a taglio secondo le indicazioni prescritte dalla normativa al capitolo 7.

Si riportano di seguito i grafici dei coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche effettuate e per alcuni pannelli i valori delle sollecitazioni di calcolo.

Per quanto riguarda i meccanismi di pressoflessione nel piano i pannelli che non verificano sono concentrati e piano terra nel cortile interno e nel fronte su via Rampolla, oltre ad alcuni pannelli nei piani superiori.

Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a pressoflessione nel piano



VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Maschio 198	
Lunghezza	1,65
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.953 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	69.021
N_{Ed}	617.258
M_{Ed}	47.353
M_R	0
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Maschio 209	
Lunghezza	2,37
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.1010 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	203.772
N_{Ed}	866.380
M_{Ed}	103.201
M_R	0
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Maschio 278	
Lunghezza	2,28
Altezza:	4,18
Spessore medio	0,80
Sezione n.1408 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	-180.056
N_{Ed}	839.493
M_{Ed}	146.413
M_R	0
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

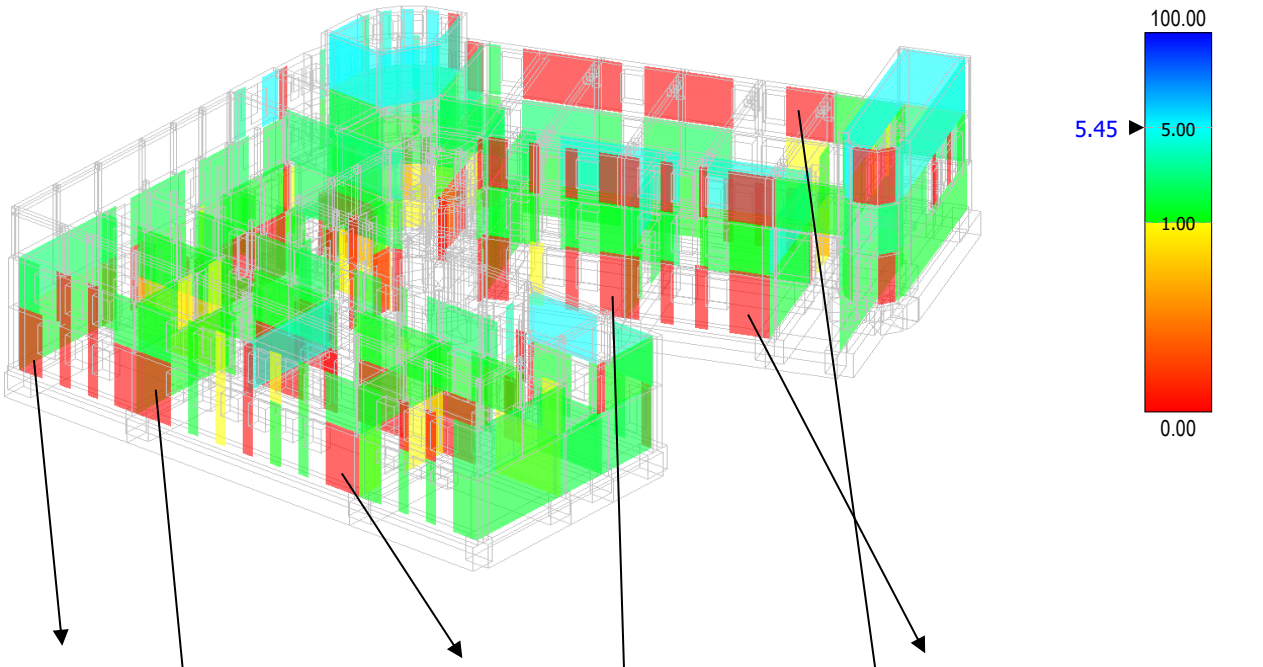
Maschio 215	
Lunghezza	2,36
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.1046 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	186.141
N_{Ed}	819.883
M_{Ed}	74.351
M_R	0
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO

Maschio 285	
Lunghezza	1,49
Altezza:	4,18
Spessore medio	0,80
Sezione n.1447 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	38.093
N_{Ed}	544.953
M_{Ed}	10.601
M_R	0
Verifica NON soddisfatta	

Dai risultati delle verifiche a pressoflessione fuori piano si evince che la verifica non è soddisfatta per i maschi murari della terza elevazione i quali sono soggetti ad un'eccentricità eccessiva. Questi pannelli non risultano caricati poiché la copertura scarica direttamente sugli elementi in c.a.

Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a pressoflessione fuori piano



VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIAN

Maschio 198	
Lunghezza	1,65
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.952 al piede / a Sx Sezione n.953 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	69.021
N_{Ed}	617.258
M_{Ed}	12.852
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Maschio 209	
Lunghezza	2,37
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.1009 al piede / a Sx Sezione n.1010 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	203.772
N_{Ed}	866.380
M_{Ed}	12.346
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Maschio 278	
Lunghezza	2,28
Altezza:	4,18
Spessore medio	0,80
Sezione n.1407 al piede / a Sx Sezione n.1408 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	-180.056
N_{Ed}	839.493
M_{Ed}	11.659
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Maschio 215	
Lunghezza	2,36
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,80
Sezione n.1045 al piede / a Sx Sezione n.1046 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	186.141
N_{Ed}	819.883
M_{Ed}	13.406
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta	

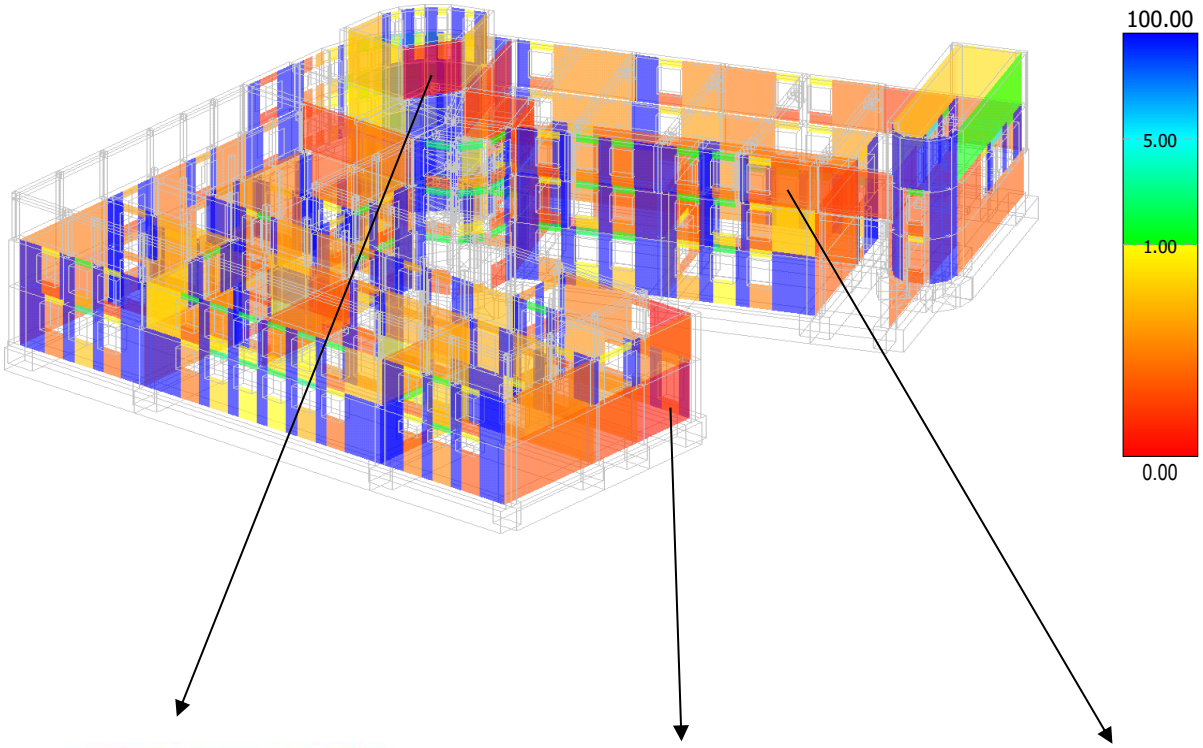
VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Maschio 285	
Lunghezza	1,49
Altezza:	4,18
Spessore medio	0,80
Sezione n.1446 al piede / a Sx Sezione n.1447 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	-99.047
N_{Ed}	526.157
M_{Ed}	8.056
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

Maschio 33	
Lunghezza	2,75
Altezza:	3,30
Spessore medio	0,55
Sezione n.139 al piede / a Sx Sezione n.140 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	24.264
N_{Ed}	170.490
M_{Ed}	92.316
N_R	-
Φ	-
M_R	-
Verifica NON soddisfatta Eccentricità eccessiva	

Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a taglio nel piano



VERIFICHE A TAGLIO NEL PIANO

Maschio 17	
Lunghezza	3,14
Altezza:	3,70
Spessore medio	0,50
Sezione n.65 in mezzeria	
CS	0,00
V_{Ed}	51.959
N_{Ed}	9.447
M_{Ed}	25.748
V_R	0
f_{vd}	0,000
β	0,00
Verifica NON soddisfatta	
Eccentricità eccessiva	

VERIFICHE A TAGLIO NEL PIANO

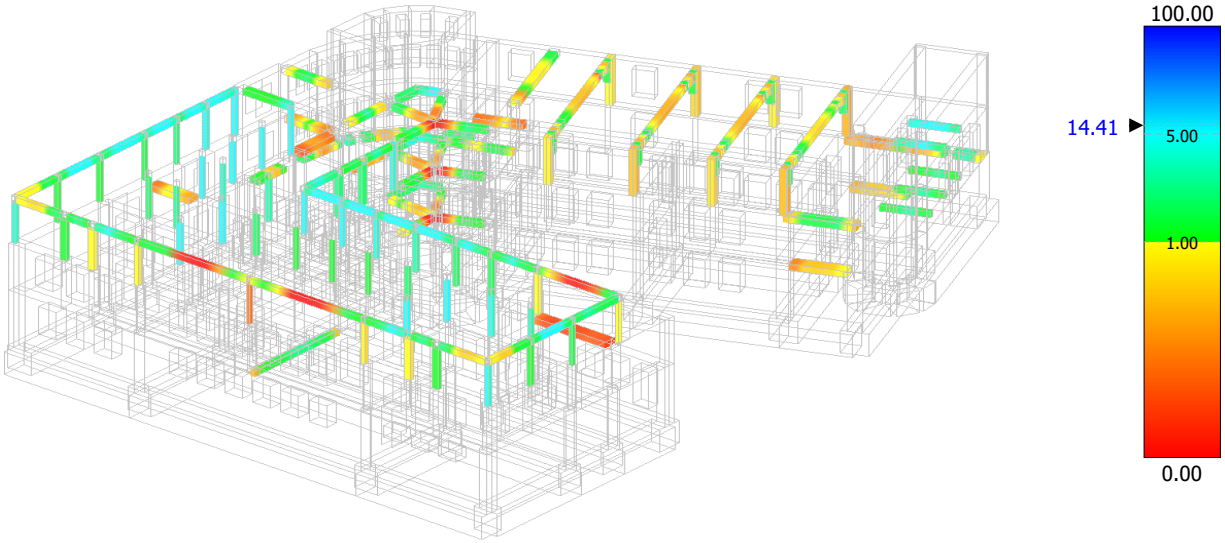
Maschio 320	
Lunghezza	4,10
Altezza:	4,30
Spessore medio	0,85
Sezione n.1600 in mezzeria	
CS	0,07
V_{Ed}	527.877
N_{Ed}	127.461
M_{Ed}	219.120
V_R	38.617
f_{vd}	0,046
β	0,24
Verifica NON soddisfatta	

VERIFICHE A TAGLIO NEL PIANO

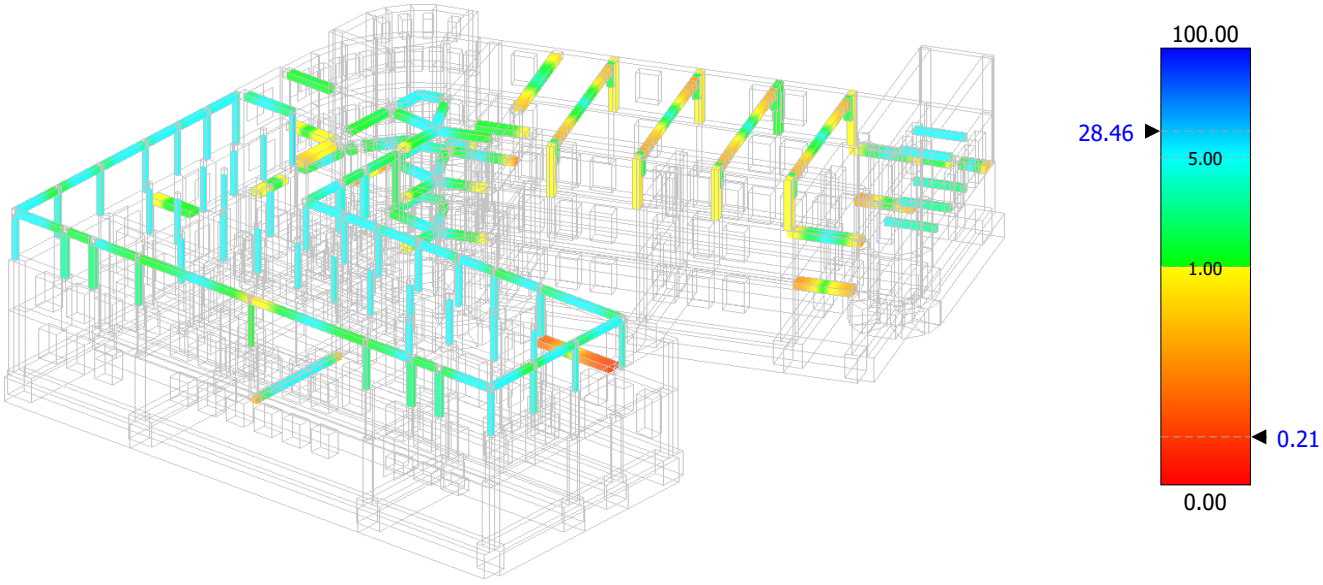
Maschio 40	
Lunghezza	2,58
Altezza:	3,30
Spessore medio	0,55
Sezione n.179 in mezzeria	
CS	0,25
V_{Ed}	127.325
N_{Ed}	50.676
M_{Ed}	-1.355
V_R	32.222
f_{vd}	0,023
β	1,00
Verifica NON soddisfatta	

Vengono di seguito riportati i coefficienti di sicurezza relativi agli inviluppi delle combinazioni per gli elementi in c.a. presenti nella struttura.

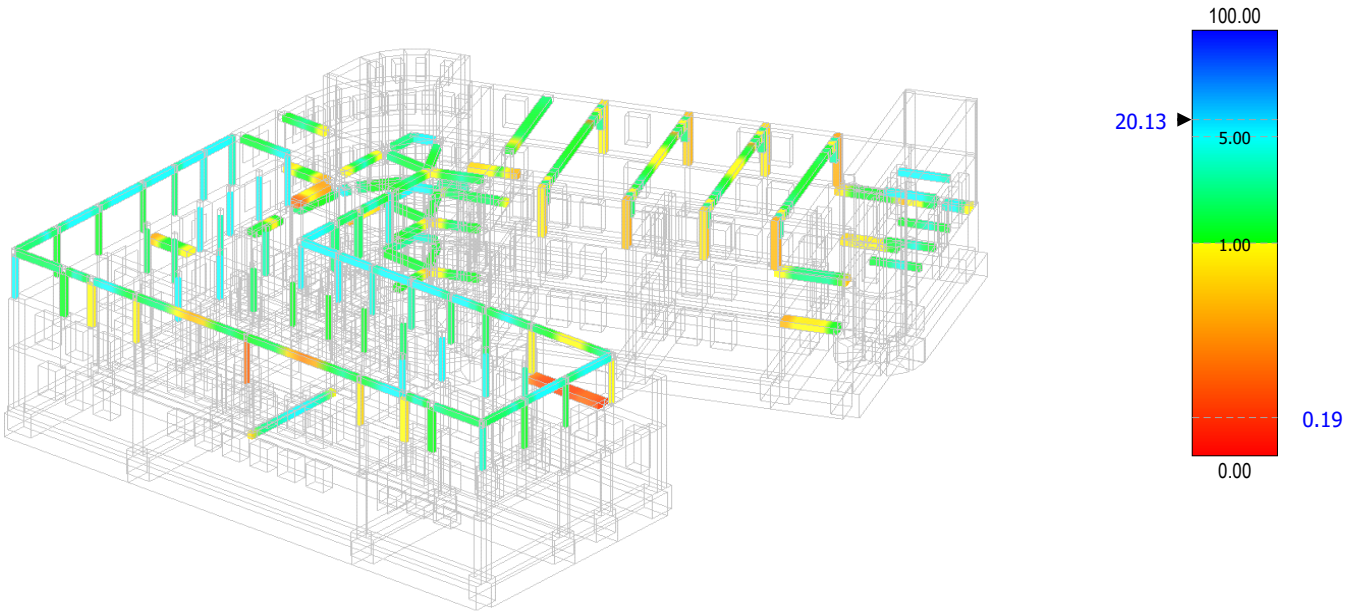
Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a flessione negli elementi in c.a.



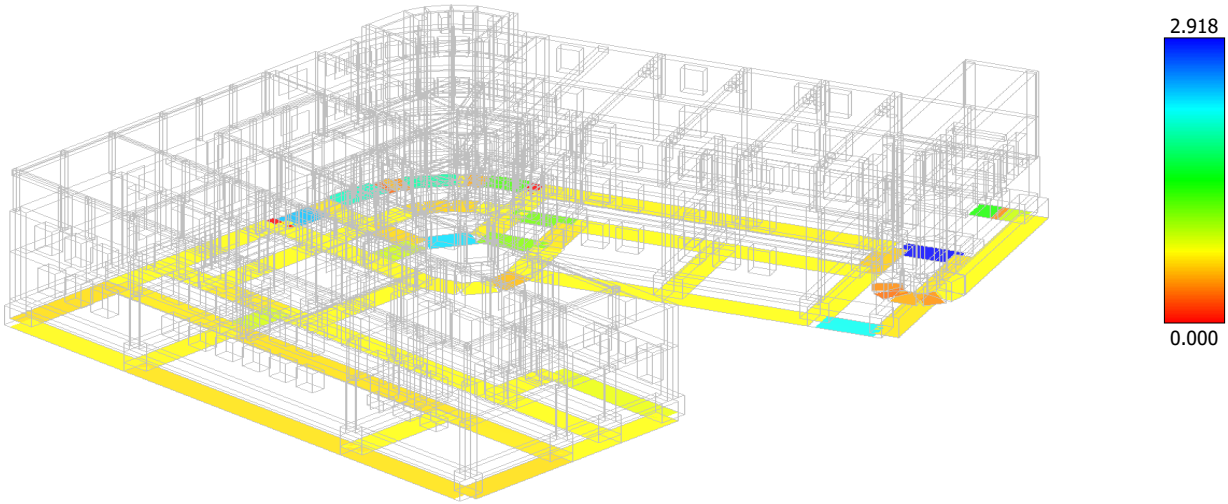
Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a taglio negli elementi in c.a.



Coefficienti di Sicurezza relativi alla verifica a pressoflessione negli elementi in c.a.



Coefficienti di sicurezza relativi alle verifiche in fondazione



14. Indice di rischio sismico

Viene calcolata la capacità della struttura in termini di accelerazione al suolo P_{GAc} in funzione dello stato limite considerato e delle due tipologie di materiale presenti. Questa sarà confrontata con la P_{GAd}

(accelerazione massima al suolo) in funzione dello stato limite considerato per determinare l'indice di rischio sismico. Nel caso in esame si riporta una tabella riepilogativa della P_{GAc}.

			Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile	
SL	**Tipo di rottura**	**Materiale/Terreno**	**PGA_C**	**T_{RC}**
			[a_g/g]	[anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.3689	2221
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.2155	514
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.0000	0
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.4563	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.0000	0
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0000	0
SLV	Flessione o Pressoflessione	CA	0.0000	0
SLV	Taglio	CA	0.0000	0
SLV	Rottura del Nodo	CA	48.0700	>2475

Si osserva che la P_{GAc} risulta pari a zero sia per i meccanismi di rottura della muratura che del c.a. in quanto nella struttura sono presenti elementi, come specificato nel paragrafo precedente, che non verificano già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica.

L'indicatore di rischio sismico (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione risulta, quindi, pari a zero. L'edificio non è dunque in grado di offrire le necessarie garanzie di resistenza nei confronti delle azioni sismiche.

Sarà necessario intervenire con interventi in fondazione atti ad aumentarne la capacità resistente e interventi negli elementi in muratura e C.A. che risultano maggiormente sollecitati.