

AGENZIA DEL DEMANIO DIREZIONE REGIONALE PUGLIA E BASILICATA

PROCEDURA NEGOZIATA, ESPLETATA AI SENSI DELL'ART. 36 COMMA 2, LETT. A) DEL D.LGS. 50/2016 E MEDIANTE PIATTAFORMA MEPA, PER L'AFFIDAMENTO DEL SERVIZIO DI VERIFICA DELLA VULNERABILITÀ SISMICA, INCLUSA LA DIREZIONE ESECUTIVA DEL CONTRATTO RELATIVO ALL'ESECUZIONE DEL PIANO DELLE INDAGINI STRUTTURALI, DI UN FABBRICATO DEMANIALE ALLIBRATO ALLA SCHEDA PATRIMONIALE BAB0971 SITO A BARI IN PIAZZA SAN PIETRO DA DESTINARE A SEDE DEL COMMISSARIATO DI PUBBLICA SICUREZZA E UFFICIO IMMIGRAZIONE - CIG: ZB32409FA8.

Direttore Regionale
DOTT. VINCENZO CAPOBIANCO

Responsabile del Procedimento
ING. ANGELO LABELLARTE

Progettazione
ING. DAMIANO TINELLI
53, Via Col Di Lana 70011 Alberobello (BA) tel. +39 0804321366 e_mail: segreteria@damianotinelli.it

ING. GENNARO CARBONARA
13, Vico Nuovo 70019 Triggiano (BA) tel. +39 0804683729 e_mail: gennaro.carbonara@gmail.com

ING. MARIA GRAZIA TINELLI
21, Contr. Rascaporta 70011 Alberobello (BA) e_mail: mg.tinelli@damianotinelli.it

DOTT.SSA GEOL. TIZIANA DE RAZZA
28/A, Via Colletta 70124 Bari tel. +39 0809905578 e_mail: derazzat@gmail.com



Intervento VERIFICA DI VULNERABILITA'	Progettazione	Lotto
N. Elaborato DISCIPLINARE 2.5 e 2.6	Scala	Codice file

Titolo elaborato
Verifica di vulnerabilità sismica
Attribuzione della classe di rischio sismico

RELAZIONE GENERALE

Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Controllato
0	04/02/2020	emissione	Ing. Carbonara	Ing. D. Tinelli
1				
2				
3				

Ing. Damiano Tinelli s.r.l.

53, Via Col di Lana 70011 Alberobello (BA) Tel. +39 0804321366 Fax +39 0804327877

ING. DAMIANO TINELLI S.R.L.



INDICE

1) PREMESSA

2) CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'IMMOBILE

2.1 Descrizione della storia progettuale, costruttiva e sismica dell'immobile

2.2 Raccolta di dati amministrativi, tecnici e geologici dell'immobile

2.3 Verifica della regolarità in pianta ed in elevazione dell'immobile

2.4 Ricognizione visiva dell'immobile

2.5 Geometria degli elementi strutturali

3) ELENCO DELLE INDAGINI EFFETTUATE

4) RELAZIONE SULLA QUALITÀ E DOSATURA DEI MATERIALI

5) CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

6) ANALISI DEI CARICHI

7) PROCEDURA DI CALCOLO UTILIZZATA PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

8) VERIFICHE STRUTTURALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

9) VERIFICHE STRUTTURALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

10) CRITICITÀ COSTRUTTIVE

11) SCHEDA DI SINTESI E DETERMINAZIONE DEGLI INDICI DI RISCHIO

12) CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO AI SENSI DEL D.M. 28 febbraio 2017

**13) PREVISIONE DI MASSIMA DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO ED
INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI URGENTI**

ALLEGATI

- All 1: Rapporto di prova indagini di laboratorio;
- All 2: Relazione geologica;
- All 3: Relazione geotecnica;
- All 4: Fascicolo dei calcoli valutazione della sicurezza ai carichi gravitazionali - struttura ante-operam nella situazione attuale;
- All 5: Fascicolo dei calcoli valutazione della sicurezza ai carichi gravitazionali e sismici - struttura ante-operam completamente operativa;
- All 6: Elaborati grafici (piante di carpenteria).

1) PREMESSA



Il presente elaborato ha per oggetto la **valutazione della sicurezza** compresa la vulnerabilità sismica di un **fabbricato demaniale** allibrato alla scheda patrimoniale BAB0971 sito in Bari in Piazza San Pietro, da **destinare a sede del Commissariato di Pubblica Sicurezza della Polizia di Stato e Ufficio Immigrazione della Questura di Bari.**

Nell'esecuzione delle prestazioni previste dal presente atto, saranno osservate le prescrizioni contenute nelle normative di seguito elencate:

- **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018** “Norme Tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare** del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti **21 gennaio 2019, n.7** “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- **O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003.**

Inoltre, **come da accordi presi con la Committenza**, l’immobile oggetto di studio sarà caratterizzato da:

- una **classe d’uso IV**, come riportato dal Capitolato Tecnico Prestazione a base di gara e come evidenziato dal D.G.R. n. 1214 del 31 maggio 2011: *“Gli edifici, il cui uso prevalente è da considerarsi strategico e, quindi, ricadenti in classe IV sono individuati come di seguito riportati: **A3) Strutture militari:** Caserme delle forze armate, dei Carabinieri, delle Forze di Polizia, dei Vigili del Fuoco, della Guardia di Finanza, del Corpo Forestale dello Stato”.*
- un **intervento di adeguamento strutturale**, obbligatorio secondo il par. 8.4.3 delle NTC 2018, perché si intende:

“c) apportare variazioni di destinazione d’uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla equazione 2.5.2 del par. 2.5.3, includendo i soli carichi gravitazionali...”.

In tale caso, il **valore ζ_E minimo di adeguamento**, potrà essere assunto **almeno pari a 0.8**, invece che almeno pari ad 1.

Con tali premesse, **la valutazione della sicurezza** dell’immobile oggetto di studio è stata effettuata in ottemperanza a quanto previsto da:

- articolo 2 comma 3 dell’**O.P.C.M. 3274 del 20 marzo 2003** “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, il quale recita: *“È fatto obbligo di procedere a verifica, da effettuarsi a cura dei rispettivi proprietari, sia degli edifici di interesse strategico e delle opere infrastrutturali la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume rilievo fondamentale per le finalità di protezione civile, sia degli edifici e delle opere infrastrutturali che possono assumere rilevanza in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso”*;
- **par. 8.3 del D.M. 17 gennaio 2018** “Norme Tecniche per le costruzioni”, relativo alle costruzioni esistenti, il quale evidenzia che la **valutazione della sicurezza** deve effettuarsi quando ricorra la seguente condizione: *“cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d’uso superiore”*.

Inoltre, essendo un edificio ricadente in Classe IV, tale **valutazione della sicurezza** e la futura progettazione degli interventi sulla costruzione esistente dovranno essere eseguiti **con riferimento sia agli SLU, che agli SLE**. Per la combinazione sismica, le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), come indicato nel par. 8.3 del D.M. 17 gennaio 2018. Mentre, le verifiche agli SLE, dovranno essere eseguite nel rispetto sia dello SLD che dello SLO.

Il fabbricato originario è risalente agli anni venti del Novecento ed ha subito una ristrutturazione edilizia importante nella seconda metà degli anni ‘80, pertanto **è stato progettato in un periodo antecedente alla classificazione sismica del territorio italiano**, emanata dalla Protezione Civile con l’OPCM n. 3274 il 20 marzo 2003, come indicato dalla seguente immagine, ricavata dal Software ECS-it sviluppato dalla Reluis.

La struttura è stata quindi realizzata senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica:

Evoluzione_Classificazione_Simica

Untitled 1

ECSit Evoluzione della Classificazione Sismica Italia

Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura

Contatti:
 Ing. C. Del Gaudio - carlo.delgaudio@unina.it
 Ing. P. Ricci
 Prof. Ing. G. M. Verderame

Legenda

Normative di riferimento

Inserisci anno [aaaa] e clicca invio

Oppure in alternativa ricerca la normativa nell'elenco sottostante:

- DM 19-03-1982
- DM 14-05-1982
- DM 27-07-1982
- DM 13-09-1982
- DM 10-02-1983
- DM 01-04-1983
- DM 23-07-1983
- DM 29-02-1984
- DM 05-03-1984
- OPCM 3274 20-03-2003

Elenco dei Comuni italiani

BARI

Oppure in alternativa ricerca nell'elenco sottostante:

- Bardello
- Bardi
- Bardinetto
- Bardolino
- Bardonecchia
- Bareggio
- Barengo
- Baressa
- Barete
- Barga
- Bargagli
- Barge
- Barghe
- Bari
- Bari Sardo

Evoluzione della classificazione sismica del Comune

DM 1594-1861 27-05-1959	NC
L 1684 25-11-1962	NC
DM 565 23-08-1965	NC
DM 1322 06-11-1965	NC
DM 26-09-1968	NC
DM 10-03-1969	NC
DM 629 14-05-1973	NC
DM 15-09-1976	NC
DM 21-02-1979	NC
DM 22-09-1980	NC
DM 07-03-1981	NC
DM 515 03-06-1981	NC
DM 26-06-1981	NC
DM 23-09-1981	NC
DM 09-10-1981	NC
DM 11-01-1982	NC
DM 04-02-1982	NC
DM 19-03-1982	NC
DM 14-05-1982	NC
DM 27-07-1982	NC
DM 13-09-1982	NC
DM 10-02-1983	NC
DM 01-04-1983	NC
DM 23-07-1983	NC
DM 29-02-1984	NC
DM 05-03-1984	NC
OPCM 3274 20-03-2003	ZS 3

2) CARATTERISTICHE STRUTTURALI TIPOLOGICO-QUALITATIVE DELL'EDIFICIO

2.1 Descrizione della storia progettuale, costruttiva e sismica dell'edificio

L'edificio è collocato nel Centro Storico di Bari, nei pressi del complesso di Santa Scolastica e confina a Sud con Piazza San Pietro, a Nord e ad Ovest con Strada Porto Nuovo, a Est con l'area archeologica di San Pietro. L'accesso all'area è garantito da due ingressi, di cui uno carrabile, disposti entrambi sul fronte Sud della recinzione.

L'edificio, con **impianto planimetrico a "T"** ed orientamento dell'asse longitudinale Nord-Ovest / Sud-Est, si dispone parallelamente al lato Ovest, a distanza ravvicinata dalla recinzione.



Ortofoto – Localizzazione del fabbricato



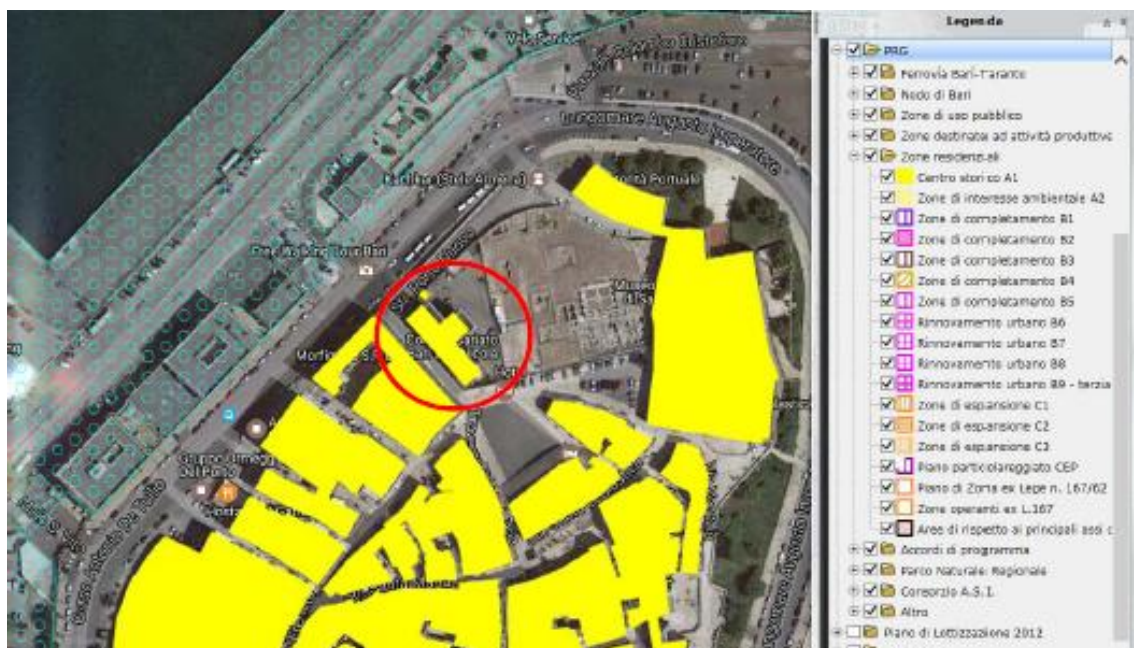
Ortofoto – Localizzazione del fabbricato



Vista aerea 3D – Lato Est



Vista aerea 3D – Lato Nord



Stralcio di PRG



Stralcio estratto di mappa catastale

In origine la struttura portante verticale era costituita da muratura calcarenitica (tufo), mentre i solai erano costituiti da travi in ferro e tavelloni in laterizio.

Tra gli anni 1980-1990 fu scelto di eseguire una ristrutturazione globale e di demolire l'ultimo piano e tutta la struttura interna, per realizzare una struttura ex novo in calcestruzzo armato, integralmente nel volume interno dell'edificio, costituita da:

- fondazioni profonde, con micropali in acciaio immersi in fori riempiti di calcestruzzo, intestati a fondazioni in c.a. di tipo superficiale a plinti collegati da travi rovesce in entrambe le direzioni;
- struttura verticale in elevazione costituita da pilastri e setti in c.a.. I pilastri sono tutti rettangolari; quelli perimetrali sono addossati alle murature perimetrali in tufo originario;
- muratura perimetrale in tufo, collegata a livello dei solai allo scheletro interno in c.a.. Le murature sono state collegate mediante perforazioni armate in corrispondenza dei solai; sono inoltre state rinforzate tramite iniezioni di malta cementizia sia in elevazione, allo scopo di ottenere dei telai fittizi di muratura, che in corrispondenza della sottofondazione. Tale muratura, inoltre, per quanto abbia ruolo statico residuale, assorbe la maggior parte delle forze orizzontali, entrando in gioco nel comportamento sismico dell'edificio, a causa della sua grande rigidità;
- struttura orizzontale costituita da travi di piano in c.a. e i solai latero-cementizi di tipo tralicciato.

Il collegamento tra i vari livelli viene garantito da una rampa di scale a "C" in c.a. a soletta rampante, che si articola intorno ad un vano costituito da setti in c.a., preposto ad ospitare un ascensore (ad oggi, mai installato).

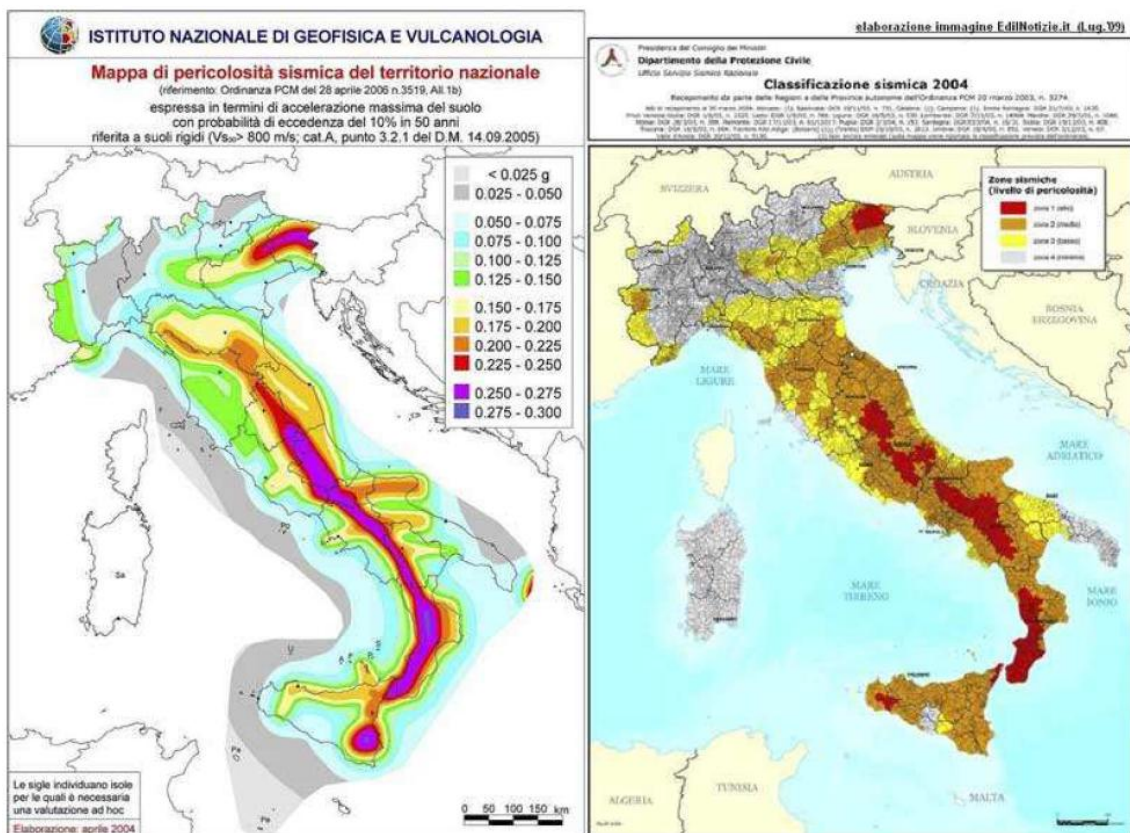
Da tutti i documenti ricercati ed esposti precedentemente non è stato possibile ricavare informazioni riguardanti l'anno e l'epoca di progettazione e di inizio lavori della struttura originaria, ossia quella in muratura portante; mentre è stato possibile desumere informazioni circa la ristrutturazione, consistente nella costruzione della struttura in calcestruzzo armato, ovvero:

- 19/02/1988: data del Contratto d'Appalto tra il Comune di Bari e l'Impresa Appaltatrice;
- 02/05/1991: data di fine lavori;
- 05/05/1991: data del deposito della Relazione a struttura ultimata;
- 11/12/1993: data del Collaudo Statico.

L'edificio, completamente isolato all'interno del proprio lotto di pertinenza, è costituito da **un piano seminterrato più quattro piani fuori terra**, con le **attuali destinazioni d'uso**:

- Commissariato di Pubblica Sicurezza della Polizia di Stato a piano rialzato, che ospita gli uffici e seminterrato, occupato dall'archivio, dalla centrale idrica, dagli spogliatoi e da un vano adibito al controllo delle apparecchiature per le telecomunicazioni;
- senza destinazione d'uso ai piani primo, secondo e terzo, che risultano a rustico a causa della mancata ultimazione dei lavori di ristrutturazione edilizia degli anni 1980-1990.

L'edificio è ubicato nella zona urbana classificata dal vigente PRG come zona A1 (centro storico) ed è catastalmente distinto al Fg. 89, part. 3, sub. Da 1 a 11. Inoltre, è situato a Bari che, da un punto di vista sismico, e secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274/2003, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Puglia n. 153 del 01 marzo 2004, si trova in zona sismica 3, classificata come **zona con pericolosità sismica bassa**, ma che può essere soggetta a scuotimenti modesti. Nonostante ciò, dal **punto di vista storico, dalla data di Ristrutturazione ad oggi, l'edificio non è mai stato interessato da sollecitazioni sismiche, dunque non è possibile accertare nei fatti la sua capacità di resistere a dette sollecitazioni.**



Mapa di pericolosità sismica e classificazione sismica del territorio italiano

2.2 Raccolta di dati amministrativi, tecnici e geologici del fabbricato

Al fine di acquisire un'adeguata conoscenza dell'opera e delle relative caratteristiche strutturali è stata avviata un'attività di **raccolta ed analisi della documentazione esistente**. I dati amministrativi, tecnici e geologici reperiti sono di seguito esposti:

1. Elenco elaborati delle strutture della ditta appaltatrice;
2. Documentazione fotografica del 07/05/1988;
3. Relazione della ditta appaltatrice del 07/06/1988;
4. Certificati di prove a compressione su calcestruzzo e trazione e piegamento su barre d'acciaio, rilasciato da Laboratorio Tecnologico Tecnoprove di Ostuni in data 14/03/1991;
5. Verbali di visita;
6. Collaudo Statico;
7. Collaudo Tecnico-Amministrativo;
8. Relazione di calcolo;
9. Indagine geognostica: stratigrafia dei sondaggi;
10. Indagine geognostica: relazione;
11. Prove geotecniche di laboratorio;
12. Certificato di rottura su provini di tufo prelevati dal fabbricato;
13. Tav.1 cont: Carpenteria Fondazioni di Contabilità (aggiornata rispetto alla Tav.2);
14. Tav.1: Tracciamento;
15. Tav.2: Carpenteria Fondazioni;
16. Tav.3: Armatura Fondazioni;
17. Tav.4: Armatura Pilastri;
18. Tav.5: Carpenteria ed Armatura Scale;
19. Tav.6: Carpenteria 1° impalcato;
20. Tav.8: Armatura travi 1° impalcato;
21. Tav.9: Carpenteria impalcato tipo;
22. Tav.10: Armatura solaio impalcato tipo (con prescrizioni);
23. Tav.11: Armatura travi impalcato tipo;
24. Tav.12: Consolidamento murature lato Nord-Est;
25. Tav.13: Consolidamento murature lato Sud-Est e Nord-Ovest.

E' da precisare che, per quanto elencato in Elenco Elaborati di cui al punto n.1, non sono state ritrovate le seguenti Tavole progettuali delle strutture:

- Tav.7: Armatura solaio 1° impalcato;
- Tav.14: Consolidamento murature lato Sud-Ovest.

Si è supplito alla mancanza di tali dati tramite sopralluoghi in situ e indagini di laboratorio. Inoltre, nella lettura delle Tavole, ed in particolare della Tav.1 cont, è stato possibile **notare alcune discrepanze di tale tavola, corretta a matita, rispetto agli elaborati successivi**. Tale discrepanza è stata confermata dalla visione degli elaborati architettonici forniti al presente RTP dalla Stazione Appaltante. Si è risolta l'ambiguità riguardo tali dati, anche in questo caso, tramite sopralluoghi in situ e indagini di laboratorio.

E' inoltre presente uno studio del Prof. Ing. Pietro Monaco, che aveva effettuato un' Analisi di Vulnerabilità Sismica ai sensi dell' NTC DM 14/01/2008, la cui sola Relazione è stata consegnata al sottoscritto RTP da Codesto Ente. Si è contattato il Prof. Monaco il quale non ricordava dove poteva aver archiviato il progetto. A tal proposito il suddetto Prof. ha segnalato il laboratorio prove "Michele Salvati" al Politecnico, col quale ci si è interfacciati, ma è stato appurato che le prove fatte furono sporadiche e indicative e senza un report di indagine. Per questo motivo, in accordo con la Stazione Appaltante, ritenendo prive di significato tali indagini, si è proceduto alla campagna d'indagine prevista da Capitolato a base di gara.

E' da puntualizzare che, **il suddetto elaborato del Prof. Monaco, non ha avuto utilità per il presente progetto**, in quanto la struttura era stata calcolata in **Classe III e con carico variabile accidentale pari a 200 daN/m²**. Invece, come da accordi presi con la Stazione Appaltante, la struttura è stata verificata in **Classe IV con carico variabile accidentale pari a 300 daN/m²** (uffici aperti al pubblico).

2.3 Verifica della regolarità in pianta ed elevazione dell'edificio

Ai fini dell'individuazione del livello di verifica di vulnerabilità sismica è necessario effettuare valutazioni sulla regolarità in pianta ed in elevazione dell'edificio in esame, in quanto essa influenza notevolmente la risposta sismica della struttura. Di seguito si indicano le caratteristiche rilevabili:

- a. la distribuzione di masse e rigidità non è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e **la forma in pianta non è compatta, essendo presenti rientranze che influenzano significativamente la rigidità nel piano dell'orizzontamento;**
- b. il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore al limite, pari a 4 imposto dalla normativa;
- c. i solai latero-cementizi di tipo tralicciato sono dotati di soletta superiore in c.a. superiore ai 40 mm, ragion per cui i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano;
- d. tutti gli elementi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione;
- e. tutti gli elementi resistenti verticali dell'edificio si estendono per tutta l'altezza dell'edificio (le aperture nelle pareti risultano nella maggior parte dei casi allineate nel loro sviluppo verticale) e quindi massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione;
- f. il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (fa eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre piani);
- g. la sezione orizzontale resta costante per tutta l'altezza dell'edificio ad eccezione solo dell'ultimo piano in cui è presente un torrino, per il quale, essendo parte di una costruzione con almeno quattro orizzontamenti, non è prevista alcuna limitazione di restringimento.

In relazione a quanto riferito, si deduce che **la struttura in esame non può essere definita "regolare" in pianta, ma solo in elevazione.**

2.4 Ricognizione visiva dell'edificio

Come già detto, allo scopo di supplire alla mancanza di alcune tavole progettuali strutturali e per risolvere alcune discrepanze tra gli elaborati reperiti, sono risultati necessari rilievi in situ, al fine di rilevare le caratteristiche geometriche di tutti gli elementi strutturali e la presenza di eventuali difetti costruttivi. Come espresso dal par. C8.5.2.2 della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, *“nel caso in cui la geometria della struttura sia nota dai disegni originali, deve essere comunque eseguito il rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni di progetto”*. A tale scopo si è effettuato **un rilievo visivo** (come individuato dalle foto seguenti) e **un rilievo geometrico** (presente in allegato alla presente relazione). E' da precisare, inoltre, che per questione di privacy non è stato concesso dal personale del commissariato di polizia l'effettuazione di riprese fotografiche a piano rialzato e non è stato possibile accedere al lastrico solare, in quanto la porta di accesso risulta bloccata a causa dell'assenza di maniglia interna e di incrostamento dovuto a ruggine, nella parte inferiore della porta. Si è tentato di aprirla in vari modi, senza successo. Per tale motivo le criticità afferenti al torrino, esplicitate nel capitolo nominato *“criticità costruttive”*, andranno verificate in fase di progetto esecutivo.



Foto: accesso allo stabile mediante rampa di scale non presente negli elaborati progettuali

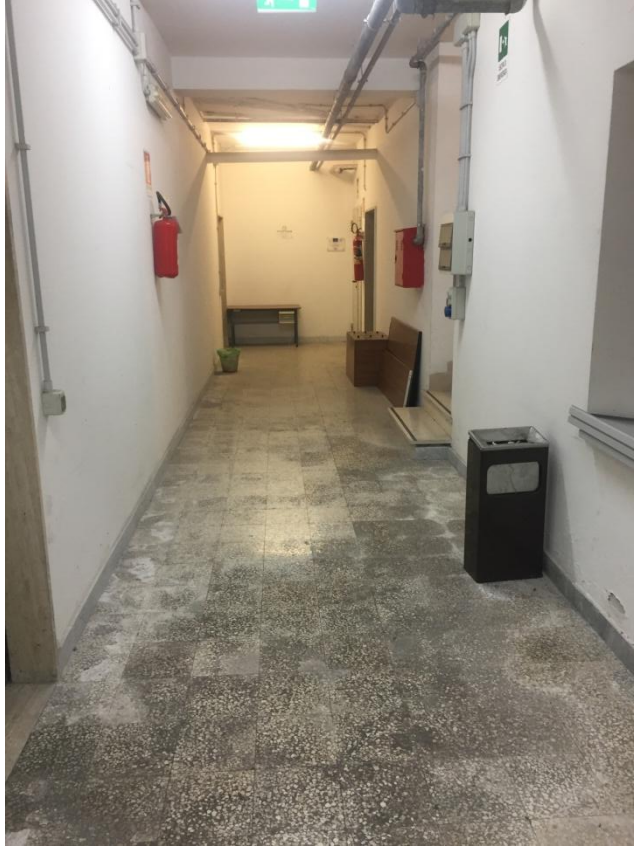


Foto: piano seminterrato adibito ad archivio



Foto: piano primo a rustico



Foto: piano secondo a rustico



Foto: piano terzo a rustico



Foto: porta di accesso al lastrico solare bloccata

2.5 Geometria degli elementi strutturali

L'edificio è costituito da **una struttura portante in c.a. a scheletro indipendente, con una muratura perimetrale in conci di tufo calcarenitico** con nucleo interno in materiale incoerente, dello spessore di 60 cm circa. Negli anni della costruzione dell'edificio in c.a. interno ai paramenti murari, sono stati rinforzati i cantonali, con l'inserimento di perfori $\Phi 30$, di barre $\Phi 16$ ogni 50cm, ed è **stata consolidata la muratura mediante iniezioni armate** con malta cementizia sotto pressione, allo scopo di ottenere dei telai fittizi di muratura.

Tale muratura, per quanto abbia ruolo statico, assorbe la maggior parte delle forze orizzontali, entrando in gioco nel comportamento sismico dell'edificio, a causa della sua grande rigidezza.

Fondazioni

Le fondazioni sono profonde, in quanto i pilastri sono poggiati su **plinti, tra loro collegati da travi di fondazione di collegamento** in entrambe le direzioni. Tali plinti sono poi poggiati su **micropali di fondazione** di lunghezza media 7.50 m composti da tubi in acciaio Fe360 di diametro $\Phi 73$ e spessore $\Phi 6$, immersi in fori di diametro $\Phi 150$ mm. Tali fori sono riempiti di malta iniettata in pressione, che crea l'incastro della parte inferiore del palo con il bedrock calcareo.

La fondazione della muratura è invece non presente, in quanto la muratura poggia su uno strato di terreno di riporto con trovanti calcarei di modeste dimensioni ubicate a varie quote. Negli anni della costruzione dell'edificio in c.a., si è provveduto **a consolidare la fondazione muraria, collegando la base delle murature alle travi di fondazione interne della struttura in c.a.** tramite fori del diametro $\Phi 50$ mm, ad interasse di 50cm, armati con ferri $\Phi 16$ e riempiti con malta cementizia iniettata a pressione. Inoltre è stata bonificata la sotto fondazione della stessa muratura perimetrale con iniezioni di miscela di cemento ed acqua ad una profondità di m.2-4, sotto il piano di posa della fondazione esistente.

Struttura in elevazione

I pilastri sono in c.a. della dimensione 30x50 cm, ad esclusione di n.1 pilastro (Pil. n. 8) la cui sezione è 30x40 cm a tutte le tese e **le travi di piano sono a spessore di solaio e calate** (quest'ultime sono presenti solo nel primo impalcato), sempre realizzate in calcestruzzo armato. Il collegamento tra i vari livelli, inoltre, viene garantito da una rampa di scale a "C" che si articola intorno ad un vano preposto ad ospitare un ascensore. Il vano scala è costituito da setti in c.a.

dello spessore di 20 cm circa, mentre il vano ascensore è sempre in c.a. di 15 cm circa, con l'esclusione del foro del vano porta dell'ascensore di futura installazione.

Tutti i solai, della tipologia in latero-cemento a travetti tralicciati ad interasse di 50 cm, sono risultati dello spessore di 20+5 cm. Inoltre, per collegare tali solai alla muratura perimetrale, sono state eseguite delle perforazioni armate all'interno della muratura perimetrale, mediante $\Phi 16$ ad interasse 100 cm, per una profondità all'interno della muratura di 50 cm.



Foto: trave Pil31-Pil32 in carpenteria di Piano Rialzato, dimensione 30x50 cm



Foto: Pilastro 5 Prima Tesa, dimensione 30x50 cm

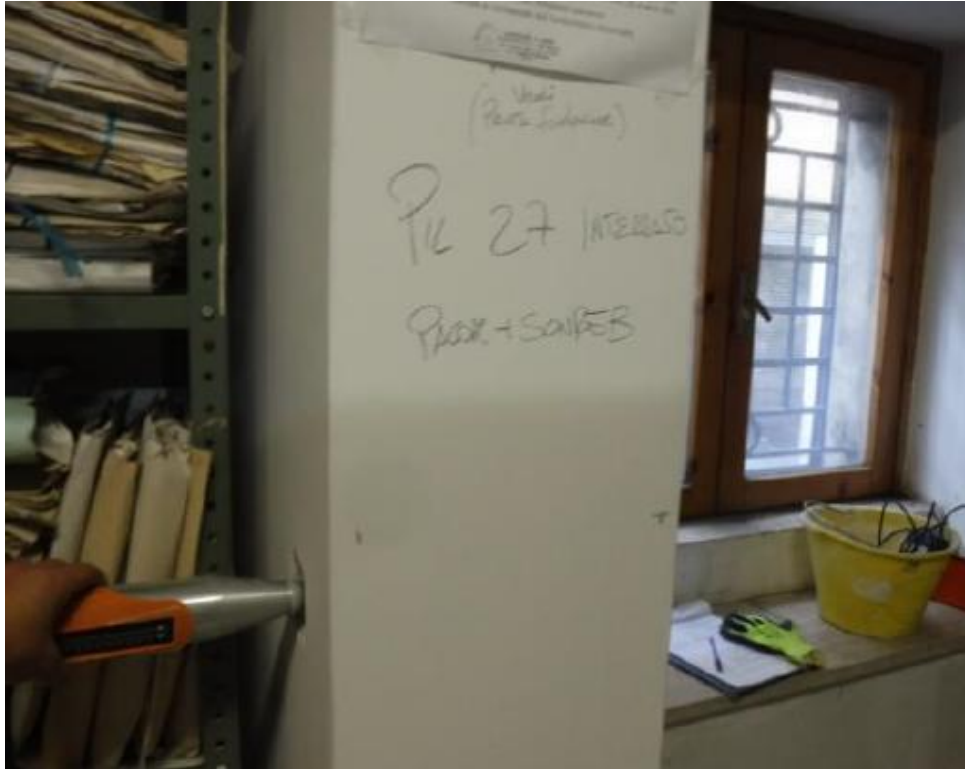


Foto: Pilastro 27 Prima Tesa, dimensione 30x50 cm



Foto: Muratura in tufo dello spessore di 60 cm, prova Martinetto Piatto Doppio, Secondo Piano



Foto: Solai a rustico a Piano Primo solo ad estradosso, Piano Secondo e Terzo sia ad intradosso che ad estradosso ed ad intradosso Solaio di Lastrico Solare

3) ELENCO DELLE INDAGINI EFFETTUATE

Le indagini sono state eseguite dal laboratorio ufficiale **Tecno-Lab S.r.l.** di Altamura, autorizzato ai sensi dell'art.59 del Dpr 380/2001; i risultati delle indagini sono riportati nel rapporto di prova allegato n. 0532A/19 del 10 dicembre 2019.

Con riferimento a quanto previsto dalla Circolare n°7 del 21 gennaio 2019, sono state eseguite, per i diversi materiali di cui si compone la struttura, le seguenti prove e indagini in situ.

MURATURA

Il par. C8.5.4 della Circolare alle NTC 2018 sottolinea come il livello di conoscenza **“LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale”**.

In particolare (par. C8.5.2.1), le indagini esaustive **“sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte [...]. Le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un'opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature [...].”**

Il par. C8.5.3.1, inoltre, evidenzia che per le prove esaustive **“si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie che nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. E' inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometri che, soniche, termografiche, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la**

sua qualità. In aggiunta [...], si prevedono prove dirette sui materiali per determinare i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi) [...], selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi".

Con tale premessa e sempre con riferimento alla Capitolo 8 della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, si vuole arrivare per la struttura in esame ad un livello di conoscenza **LC3** con un fattore di confidenza **FC=1**, per il raggiungimento del quale è stata effettuata:

- **analisi storico-critica**, come indicato nel par. 8.5.1 delle NTC 2018 e dal par. C8.5.1 della Circolare alle NTC;
- **rilievo geometrico** completo ed accurato in ogni sua parte, presente in allegato;
- **dettagli costruttivi**: le indagini effettuate hanno consentito una determinazione chiara della morfologia e della qualità muraria, motivo per il quale hanno portato ad una **conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi**;
- **caratteristiche meccaniche dei materiali**: tramite l'effettuazione di prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici, si ottiene una **conoscenza esaustiva delle caratteristiche meccaniche dei materiali**.

In particolare, sono state eseguite le seguenti tipologie di indagini e prove:

- **Saggi sulla muratura, tramite rimozione dell'intonaco;**
- **Prova penetrometrica su malta;**
- **Prova con martinetto piatto doppio;**
- **Prova endoscopica.**

E' doveroso precisare che non è stato possibile investigare le connessioni tra gli elementi di diverso materiale, in particolare la modalità di connessione e le caratteristiche geometrico-meccaniche degli elementi in carpenteria che collegano la muratura con il calcestruzzo armato, in corrispondenza di ogni impalcato. Per tale motivo si è fatto affidamento esclusivamente ai disegni progettuali.

CALCESTRUZZO ARMATO

Il par. C8.5.4.2 della Circolare alle NTC 2018 sottolinea come il livello di conoscenza “**LC3** si intende raggiunto quando sia stata effettuata l'**analisi storico-critica** commisurata al livello considerato, la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a **un rilievo, i dettagli costruttivi** siano noti, o **dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ** sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o a seguito di una **indagini esaustiva in situ, le caratteristiche meccaniche dei materiali** siano note in base ai **disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da prove limitate in situ** (se i valori sono ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei certificati originali di prova, si eseguono prove esaustive in situ), o con **prove esaustive in situ**”.

Con tale premessa e sempre con riferimento alla Capitolo 8 della Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019, si vuole arrivare per la struttura in esame ad un livello di conoscenza **LC3** con un fattore di confidenza **FC=1**, per il raggiungimento del quale è stata effettuata:

- **analisi storico-critica**, come indicato nel par. 8.5.1 delle NTC 2018 e dal par. C8.5.1 della Circolare alle NTC;
- **rilievo geometrico** completo, presente in allegato;
- **dettagli costruttivi**: tramite la verifica dei documenti progettuali originali nella loro completezza, i quali sono risultati rispondenti alla situazione reale e un rilievo di tali dettagli costruttivi, definibile come Limitato. Tali azioni intraprese, in base al par. C8.5.4 della Circolare 2019, portano ad una **conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi**;
- **caratteristiche meccaniche dei materiali**: tramite un numero di prove tale da ottenere una conoscenza accurata della struttura in esame, in base al par. C8.5.3.2 e al par. 8.5.4.2. della Circolare 2019, si ottiene una **conoscenza esaustiva delle caratteristiche meccaniche dei materiali**.

In particolare, sono state eseguite le seguenti tipologie di indagini e prove:

- Prelievo di carote, su cui sono state condotte le seguenti prove di laboratorio presso la Tecno-lab S.r.l.:
 - **determinazione della profondità di carbonatazione**;
 - **misura della massa volumica**;

- **prova di compressione per valutare il valore della resistenza caratteristica;**
- Prove non distruttive eseguite “in situ”:
 - **determinazione dell’indice di rimbalzo mediante sclerometro;**
 - **determinazione della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche;**
 - **determinazione dei dettagli costruttivi tramite saggi pacometrici;**
 - **prova di battitura su solaio;**
 - **prova di durezza su armatura lenta, mediante durometro digitale.**
- Estrazione di spezzoni di armatura lenta, su cui sono state condotte le seguenti prove di laboratorio:
 - **prova di trazione, secondo UNI EN 10002-1, UNI EN 15630-1.**

Si riportano di seguito i risultati riassuntivi delle indagini effettuate, contenuti nella relazione di indagine.

MURATURA	Modulo Elastico [N/mm ²]	Modulo di Elasticità Tangenziale [N/mm ²]	Stima di <i>f</i> [N/mm ²]
Risultati prove con martinetto piatto doppio	5927,5	1975,8	2,27
	3467,1	1155,7	1,36

PROVA PENETROMETRICA SU MALTA	
Profondità misurata [mm/10battute]	Resistenza malta <i>f_m</i> [N/mm ²]
18	0,7
18,9	0,6

PROVA ENDOSCOPICA		
Piano prova	Tipo muratura	Spessore muratura [cm]
P-1	Blocchi di tufo	55 (spessore totale non indagato)
P2	Blocchi di tufo	50 (spessore totale non indagato)

ARMATURA LENTA	Posizione in opera	Sigla	Diametro [mm]	F _y [N/mm ²]	F _t [N/mm ²]	All [%]	F _t /F _y
VANO SCALA INGRESSO	Esterno	Soletta	12	363,6	518,6	14,2	1,43
		Parete	12	494,5	580,2	18,1	1,17
ELEMENTI VERTICALI	Tesa 1	Parete Filo1-Filo2	8	546,7	647,3	19,2	1,18
	Tesa 3	Parete Filo1-Filo2	8	567,2	659,6	13,9	1,16
	Tesa 4	Parete Filo2-Filo3	8	504	640,3	14,9	1,27
	Tesa 5	Parete Filo2-Filo3	8	598,2	635,1	12,5	1,06
ELEMENTI ORIZZONTALI + SCALA	Impalcato 2	Trave Pil31-Pil32	8	509	635,6	11,5	1,25
	Impalcato 3	Trave Pil25-Pil26	8	472,9	693,5	19,7	1,47
	Impalcato 4	Trave Pil16-Pil20	8	609,6	711,7	16,9	1,17
	Impalcato 5	Trave Filo2-Filo3	8	526,8	627,8	11,7	1,19

PROVA CON DUROMETRO	Posizione in opera	Sigla	Diametro	Resistenza media
VANO SCALA INGRESSO	Esterno	Soletta	12	530
		Parete	12	600
ELEMENTI VERTICALI	Tesa 1	Pil 4	12	550
	Tesa 1	Parete Filo1-Filo2	8	560
	Tesa 3	Parete Filo1-Filo2	8	659
	Tesa 4	Parete Filo2-Filo3	8	551
	Tesa 5	Parete Filo2-Filo3	8	587
ELEMENTI ORIZZONTALI + SCALA	Impalcato 2	Trave Pil31-Pil32	12	605
	Impalcato 3	Trave Pil25-Pil26	12	631
	Impalcato 4	Trave Pil16-Pil20	12	581
	Impalcato 2	Saggio 2	12	578
	Impalcato 3	Saggio 1	12	584
	Impalcato 4	Saggio 1	12	587
	Impalcato 4	Saggio 2	12	584

CALCESTRUZZO	Posizione in opera	Sigla	$f_{c,carota}$ [N/mm ²]	$R_{c,rilem}$ [N/mm ²]	$R_{c,Sonreb,Gasparinik}$ [N/mm ²]	$R_{c,Son,Dileo-Pascale}$ [N/mm ²]	$R_{c,Son,Giacchetti}$ [N/mm ²]	$R_{c,M,SonReb}$ [N/mm ²]	$R_{c,M,SonRebTOT}$ [N/mm ²]
FONDAZIONE	Piano interrato	Plinto	30,7	-	-	-	-	-	-
VANO SCALA INGRESSO	Esterno	Soletta	8,4	15,91	18,21	18,84	13,21	16,54	16,81
		Parete	13,8	16,48	18,9	19,23	13,68	17,07	

ELEMENTI VERTICALI	Tesa	Sigla	$f_{c,carota}$	$R_{c,rilem}$	$R_{c,Sonreb,Gasparinik}$	$R_{c,Son,Dileo-Pascale}$	$R_{c,Son,Giacchetti}$	$R_{c,M,SonReb}$	$R_{c,M,SonRebTOT}$
			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
ELEMENTI VERTICALI	Tesa 1	Pil 5	-	18,8	20,27	22,29	15,6	19,24	18,93
		Pil 16	-	18,84	20,46	22,17	15,64	19,28	
		Pil 4	-	22,39	23	26,23	18,59	22,55	
		Pil 2	-	15,34	16,98	19,04	12,73	16,02	
		Pil 29	-	17,98	19,89	21,09	14,92	18,47	
		Pil 27	-	16,86	18,73	20,17	14	17,44	
		Pil 19	-	18,59	20,27	21,9	15,43	19,05	
		Parete 1-2	28,1	19,15	20,84	22,34	15,89	19,56	
	Parete 3-4	32,7	3,75	24,47	27,16	19,71	18,77		
	Tesa 2	Pil 6	-	21,89	23,33	24,89	18,17	22,07	19,77
		Pil 9	-	16,27	18,95	18,77	13,51	16,88	
		Pil 13	-	15,84	18,53	18,36	13,15	16,47	
		Pil 25	-	21,51	23,08	24,44	17,86	21,72	
		Pil 14	-	20,27	22,05	23,2	16,83	20,59	
		Pil 10	-	22,27	23,57	25,34	18,49	22,42	
		Parete 1-2	18	14,4	16,93	17,18	11,95	15,12	
		Parete 5-6	32,2	22,83	23,62	26,36	18,95	22,94	
	Tesa 3	Pil 1	20,1	16,54	18,61	19,65	13,73	17,13	18,92
		Pil 5	-	17,22	19,19	20,37	14,29	17,77	
		Pil 6	-	19,07	20,56	22,51	15,83	19,49	
		Pil 17	-	18,84	20,46	22,17	15,64	19,28	
		Pil 23	-	20,89	21,93	24,52	17,34	21,17	
		Pil 26	-	18,6	20,35	21,82	15,44	19,05	
		Pil 10	-	19,47	20,94	22,86	16,16	19,86	
		Parete 5-6	21,8	17,14	18,76	20,68	14,23	17,70	
	Parete 2-3	18,9	18,38	19,84	21,96	15,26	18,86		
	Tesa 4	Pil 30	21,4	19,68	21,4	22,75	16,33	20,04	20,06
		Pil 32	-	16,87	19,11	19,75	14	17,43	
Pil 6		-	23,24	24,14	26,57	19,3	23,31		
Pil 8		-	17,12	19,39	19,97	14,22	17,68		
Pil 17		-	19,36	21,08	22,49	16,07	19,75		
Pil 10		-	20,21	21,78	23,38	16,78	20,54		
Pil 25		-	20,33	21,87	23,51	16,87	20,65		
Parete 1-2		24,3	21,38	22,75	24,56	17,75	21,61		
Parete 5-6	20,01	21,59	23,2	16,61	16,57	19,49			
Tesa 5	Parete 1-2	17,5	17,96	19,99	20,96	14,91	18,46	20,68	
	Parete 5-6	23,5	19,96	21,59	23,11	16,57	20,31		
	Pil 6	-	20,21	21,78	23,38	16,78	20,54		
	Pil 8	-	17,87	19,95	20,82	14,84	18,37		
	Pil 17	-	18,92	20,78	21,97	15,71	19,35		
	Pil 26	-	20,57	22,09	23,72	17,07	20,86		
	Pil 23	-	22,4	23,47	25,71	18,6	22,55		
	Pil 10	-	20,28	21,79	23,49	16,83	20,60		
Pil 19	19,4	25,2	25,44	28,83	20,92	25,10			
Tesa 6	1-5 Torino	13,5	17,46	19,45	20,56	14,49	17,99	17,99	

ELEMENTI ORIZZONTALI + SCALA	Impalcato 1	Trave Pil1-Pil2	-	18,9	20,47	22,28	15,69	19,34	19,65
		Trave Pil2-Pil3	-	17,3	19,29	20,42	14,36	17,84	
		Trave Pil5-Pil6	-	23,04	23,87	26,5	19,13	23,14	
		Trave Pil18-Filo5-8	-	17,3	19,29	20,42	14,36	17,84	
		Trave Pil22-Pil23	-	19,5	21,23	22,6	16,19	19,88	
		Trave Pil24-Pil25	-	18,79	20,5	22,03	15,6	19,23	
		Trave Pil31-Pil32	22,6	19,91	21,77	22,8	16,53	20,25	
	Impalcato 2	Trave Pil1-Pil2	26,7	19,75	21,19	23,13	16,4	20,12	19,81
		Trave Pil5-Pil6	-	22,12	23,18	25,49	18,36	22,29	
		Trave Pil12-Pil13	-	17,63	19,44	20,91	14,64	18,16	
		Trave Pil14-Filo1	-	20,24	21,37	23,9	16,8	20,58	
		Trave Pil22-Pil23	-	17,76	19,76	20,82	14,74	18,27	
		Trave Pil25-Pil26	20,1	15,41	17,73	18,36	12,8	16,08	
		Trave Pil28-Pil29	-	21,17	22,39	24,56	17,58	21,43	
		Trave Pil10-Pil15	-	20,04	20,97	23,97	16,64	20,41	
	Scala Piano R-P1	29,5	20,67	21,52	24,57	17,16	20,98	18,11	
	Trave Pil5-Pil6	-	20,01	21,59	23,2	16,61	20,35		
	Trave Pil14-Pil13	-	17,1	18,95	20,39	14,19	17,66		
	Trave Pil14-Filo1	-	16,34	18,31	19,58	13,56	16,95		
	Trave Pil18-Filo5-8	-	19,05	20,46	22,57	15,81	19,47		
	Trave Pil25-Pil26	-	15,57	17,52	18,9	12,92	16,23		
	Trave Pil30-Pil31	19,3	14,18	16,3	17,42	11,77	14,92		
	Trave Pil10-Pil15	34,3	19,29	20,29	23,27	16,02	19,72		
	Trave Pil11-Pil16	-	20,6	21,68	24,25	17,1	20,91	20,22	
	Scala P1-P2	25	16,17	17,89	19,7	13,42	16,80		
	Trave Pil2-Pil3	29,1	18,75	20,68	21,75	15,57	19,19		
	Trave Pil5-Pil6	-	18,39	20,25	21,51	15,27	18,86		
	Trave Pil14-Filo1	-	18,48	20,46	21,44	15,34	18,93		
	Trave Pil17-Pil18	-	18,3	20,33	21,26	15,19	18,77		
	Trave Pil25-Pil26	-	17,84	19,93	20,789	14,81	18,34		
	Trave Pil30-Pil31	-	21,6	22,79	24,93	17,93	21,81		
	Trave Pil10-Pil15	-	20,01	21,59	23,2	16,61	20,35	22,65	
	Trave Pil16-Pil20	-	18,57	20,39	21,7	15,41	19,02		
	Trave Pil22-Pil23	31,2	22,34	23,38	25,68	18,54	22,49		
	Scala P2-P3	35,4	24,46	24,94	27,97	20,3	24,42		
	Trave Pil2-Pil3	-	27,65	27,17	31,46	22,96	27,31		
	Trave Pil13-Pil14	-	23,35	24,13	26,78	19,39	23,41		
	Trave Pil18-Filo5-8	-	16,88	19,16	19,73	14,01	17,45		
	Trave Pil22-Pil23	-	20,01	21,55	23,24	16,61	20,35		
	Trave Pil28-Pil29	-	24,18	24,74	27,67	20,07	24,17	22,65	
Trave Pil10-Pil15	-	23,94	24,52	27,47	19,88	23,95			
Scala P3-P4	28	22,91	23,81	26,31	19,02	23,01			
Trave Filo1-Filo2	30,7	23,06	23,83	26,56	19,14	23,15			
		Trave Filo2-Filo3	26,7	20,77	22,16	24,03	17,24	21,05	

4) RELAZIONE SULLA QUALITÀ E DOSATURA DEI MATERIALI

Visto il paragrafo 10.1 e il capitolo 11 del D.M. del 17 gennaio 2018, la Circolare “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. e la UNI EN 206, si sono rilevati i seguenti materiali con le proprie caratteristiche, in base alle prove effettuate dal laboratorio Tecno-Lab S.r.l. e raccolte nel rapporto di n. 0532A/19 del 10 dicembre 2019.

MATERIALI ESISTENTI

MURATURA

Muratura portante a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)

“La tabella C8.5.1 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019 riporta indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione f_m stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d’arte, muratura non consolidata”.

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{V0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{V0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadri	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

“I dati riportati nella Tabella C8.5.1 fanno riferimento una muratura costituita da due paramenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è preventivamente necessario valutare se la muratura ha

caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato”.

Nel nostro caso **possiamo considerare un pannello murario unico, reagente unitariamente** nei riguardi delle sollecitazioni, dato l’intervento di consolidamento effettuato nel 1988, in seguito ad un progetto di restauro e ristrutturazione dell’immobile. Tale intervento è consistito nell’iniezione di malta cementizia sotto pressione di circa 2 atmosfere all’interno del nucleo interno, precedentemente caratterizzato da materiale incoerente.

Quindi, siamo in presenza di una muratura in tufo calcarenitico caratterizzata dai seguenti parametri meccanici:

- $f = 2,0 - 3,2 \text{ N/mm}^2$;
- $\tau_0 = 0,04 - 0,08 \text{ N/mm}^2$;
- $f_{v0} = 0,10 - 0,19 \text{ N/mm}^2$;
- $E = 1200 - 1620 \text{ N/mm}^2$;
- $G = 400 - 500 \text{ N/mm}^2$.

Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a $0,7 \text{ N/mm}^2$) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a $0,7$ per le resistenze e $0,8$ per i moduli elastici”. E’ il nostro caso, in quanto dalle due prove penetrometriche effettuate è stata ricavata una **resistenza della malta media pari a 0.65 N/mm^2** .

PROVA PENETROMETRICA SU MALTA	
Profondità misurata [mm/10battute]	Resistenza malta f_m [N/mm^2]
18	0,7
18,9	0,6
	$f_{m,media}$ 0,65

Il paragrafo C8.5.3.1 inoltre riporta: “Le caratteristiche meccaniche della muratura, in uno stato di fatto migliore di quello indicato nella Tabella C8.5.I, possono ottenersi applicando i coefficienti migliorativi di Tabella C8.5.II .

I coefficienti migliorativi sono funzione dei seguenti fattori:

- **malta di buone caratteristiche:** il coefficiente indicato in Tabella C8.5.II si può applicare sia ai parametri di resistenza, sia ai moduli elastici;
- **presenza di ricorsi (o listature):** il coefficiente di tabella si può applicare ai soli parametri di resistenza;
- **presenza sistematica di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti:** il coefficiente indicato nella successiva tabella i può applicare ai soli parametri di resistenza.”

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (***)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

Nel nostro caso abbiamo individuato, anche tramite saggi visivi, una buona connessione, quindi **un solo coefficiente migliorativo:**

- **1,2** per la buona connessione trasversale, applicabile solo ai parametri di resistenza f , τ_0 , f_{v0} ;

ma è possibile applicare anche un ulteriore coefficiente migliorativo, per la presenza di una muratura consolidata, come è già stato evidenziato:

- **1,2** per le iniezioni di miscele leganti, applicabile sia ai parametri di resistenza f , τ_0 , f_{v0} , sia ai moduli elastici G ed E ;

Pertanto, applicando i coefficienti peggiorativo e migliorativo suddetti, avremo per la muratura in esame le seguenti caratteristiche:

- $f = \frac{2+3,2}{2} \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 2,6 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 2,62 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_0 = 0,06 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 0,0605 \text{ N/mm}^2$

- $f_{v0} = 0,145 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,7 = 0,146 \text{ N/mm}^2$
- $E = 1410 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 1353,6 \text{ N/mm}^2$
- $G = 450 \cdot 0,8 \cdot 1,2 = 432 \text{ N/mm}^2$
- $w = 14,5 \text{ kN/m}^3$

Ancora, secondo il par. C8.5.4.1 della Circolare del 21 gennaio 2019, i valori dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti, con riferimento alla tipologia muraria in considerazione per i diversi livelli di conoscenza da raggiungere, dai valori riportati in Tabella C8.5.I. Tali valori, secondo il par. C8.5.4.1 della Circolare 21 gennaio 2019, devono essere aggiornati sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito: "Eseguito un numero n di prove dirette, l'aggiornamento del valore medio può essere effettuato come segue (equazione C8.5.4.3):

$$\mu'' = \frac{n \bar{X} + \kappa \mu'}{n + \kappa}$$

dove:

- \bar{X} = media delle n prove dirette;
- κ = coefficiente che rappresenta il peso relativo della distribuzione a priori (associata ai parametri della Tabella C8.5.I) rispetto alle prove sperimentali, ricavabile dalla Tabella C8.5.III;
- μ' = media dei valori di Tabella C8.5.I relativa al parametro scelto.

Tabella C.8.5.III – Valori del coefficiente κ suggeriti per l'aggiornamento del valore medio dei parametri meccanici, secondo l'equazione [C8.5.4.3], con riferimento ai più diffusi metodi di indagine diretta sulle proprietà meccaniche della muratura.

Metodo di prova	Parametro	κ
Prova di compressione diretta (su una porzione di parete muraria)	E	1,5
	f	1
Martinetto piatto doppio	E	1,5
	f (*)	2 (*)
Prova di compressione e taglio (su un pannello isolato nella parete muraria) – prova tipo Sheppard	G	1,5
	$\tau_0 - f_{v0}$	1
Prova di compressione diagonale	G	1,5
	τ_0	1
Prova di taglio diretto sul giunto	f_{v0}	2
Prove in laboratorio sui costituenti (**)	f_b, f_m, f_g	2

(*) La prova con il martinetto piatto doppio consente di ottenere una misura del modulo elastico E della muratura, molto più raramente di misurare direttamente la resistenza a compressione. Il coefficiente in tabella è quello suggerito quando nella prova viene misurata direttamente la resistenza a compressione. Ricordando che esiste una correlazione empirica approssimata di proporzionalità tra modulo E e la resistenza media a compressione della muratura (desumibile dagli intervalli di variazione dei due parametri nella tabella C.8.5.I) il modulo E ottenuto dalla prova con martinetto piatto può fornire una stima indiretta di f utilizzabile nell'equazione [C8.5.4.3] purché si adotti un valore di τ almeno pari a 3.

Avendo eseguito due prove con martinetto piatto doppio che ci hanno consentito di ottenere il valore del modulo elastico reale della muratura, l'aggiornamento del valore medio μ'' è quello

relativo al solo modulo elastico E, non essendo stato adottato un valore di τ pari a 3, come indicato nelle note alla tab. C8.5.III.

MURATURA	Modulo Elastico [N/mm ²]	Modulo di Elasticit� Tangenziale	Stima di <i>f</i> [N/mm ²]
Risultati prove con martinetto piatto doppio	5927,5	1975,8	2,27
	3467,1	1155,7	1,36
	<i>E</i> _{medio}	1565,75	
	<i>f</i> _{media}	1,82	

Essendo:

- $n = 2$ (essendo state effettuate due prove con martinetto piatto doppio);
- $\bar{X} = 1565.75 \text{ N/mm}^2$ (media dei valori desunti dalle prove di laboratorio succitate);
- $\kappa = 1.5$ (desumibile dalla Tabella C8.5.III);
- $\mu' = E = 1353.6 \text{ N/mm}^2$

avremo:

$$\mu'' = E = \frac{n \bar{X} + \kappa \mu'}{n + \kappa} = \frac{2 \cdot 1565.75 + (1,5 \cdot 1353.6)}{2 + 1,5} = 1474.83 \text{ N/mm}^2$$

In definitiva, i valori da utilizzare nella modellazione e nel calcolo, sono i seguenti:

- $f = 2.62 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_0 = 0.0605 \text{ N/mm}^2$
- $f_{v0} = 0.146 \text{ N/mm}^2$
- $E = 1474.83 \text{ N/mm}^2$
- $G = 432 \text{ N/mm}^2$
- $w = 14.5 \text{ kN/m}^3$

ARMATURA LENTA PER CALCESTRUZZO

Dalle prove di estrazione sugli elementi in c.a., dai saggi e dai disegni progettuali si sono riscontrati i seguenti materiali:

barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali verticali:

- $\Phi = 8 \text{ mm}$ → armatura longitudinale e trasversale pareti in c.a., armatura trasversale pilastri;
- $\Phi = 12 \text{ mm}$ → armatura longitudinale pilastri in c.a.;

barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali orizzontali:

- $\Phi = 8 \text{ mm}$ → armatura trasversale travi;
- $\Phi = 14 \text{ mm}$ → armatura longitudinale travi;
- $\Phi = 14 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 10 \text{ mm}$ → armatura solaio.

barre tonde ad aderenza migliorata per armatura vano scala ingresso:

- $\Phi = 12 \text{ mm}$;

rispondenti alle seguenti caratteristiche, individuate come media dei valori ricavati da prove di trazione in laboratorio:

- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali verticali:
 - $f_{yk} = 554 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 645 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 15.12 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.17$
- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali orizzontali:
 - $f_{yk} = 529 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 667 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 14.95 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.27$
- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura vano scala ingresso:
 - $f_{yk} = 429 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 549 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 16.15 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.30$

Facendo una media ponderata tra i valori della resistenza ultima ottenuti con le prove di trazione in laboratorio e le prove con durometro digitale a rimbalzo, si ottengono i seguenti risultati:

- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali verticali:
 - $f_{yk} = 554 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 629 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 15.12 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.17$
- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura elementi strutturali:
 - $f_{yk} = 529 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 648 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 14.95 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.27$
- barre tonde ad aderenza migliorata per armatura vano scala ingresso:
 - $f_{yk} = 429 \text{ N/mm}^2$
 - $f_{tk} = 553 \text{ N/mm}^2$
 - $A_s = 16.15 \%$
 - $F_{tk}/f_{yk} = 1.30$

In definitiva, nella modellazione e nelle successive analisi **si è scelto di utilizzare un acciaio del tipo FeB38k** ad aderenza migliorata, per gli elementi che compongono il vano scala situato all'ingresso della struttura, conformemente ai dati progettuali in possesso. Per tutti gli altri elementi strutturali, dato che i valori ricavati delle indagini effettuate sono conformi alle caratteristiche meccaniche dell'acciaio da carpenteria B450C, nella modellazione e nelle successive analisi, a vantaggio di sicurezza, verrà utilizzato quest'ultimo. Le caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

acciaio B450C

- $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$

acciaio FeB38k

- $f_{yk} \geq 380 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk} \geq 460 \text{ N/mm}^2$

CALCESTRUZZO

Elementi verticali – Tesa 1:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della prima tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di due carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 30.40 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 2:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della seconda tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di due carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 25.1 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 3:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della terza tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 20.27 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 4:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della quarta tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 21.90 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 5:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della quinta tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 20.13 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 6:

il calcestruzzo costituente gli elementi verticali della sesta tesa ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di una carota (cilindrica) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 13.50 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 1:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del primo impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di una carota (cilindrica) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 22.60 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 2:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del secondo impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 25.43 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 3:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del terzo impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 26.20 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del quarto impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 31.90 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del quinto impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 28.47 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

il calcestruzzo costituente gli elementi orizzontali del quinto impalcato ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di tre carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 28.47 \text{ N/mm}^2$

Fondazioni:

il calcestruzzo costituente la fondazione ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di una carota (cilindrica) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 30.70 \text{ N/mm}^2$

Vano scala ingresso:

il calcestruzzo costituente la il vano scala esterno ha le seguenti caratteristiche, riferite al prelievo di due carote (cilindriche) con rapporto $h/D = 1$:

- $f_c = 11.10 \text{ N/mm}^2$

Il valore della resistenza ricavata dalle prove di compressione sui campioni ottenuti per carotaggio deve essere elaborato con molta prudenza, in ragione della notevole influenza che diversi fattori hanno sulle caratteristiche delle carote, quali la messa in opera del calcestruzzo indagato, le condizioni di maturazione e le modalità di prelievo delle stesse carote. La stima della qualità del calcestruzzo in opera deve fare ricorso a correttivi per compensare il maggiore o minore effetto di confinamento, in funzione della snellezza del campione, applicato dalle piastre alle estremità del campione nella prova di compressione, ma soprattutto dell'effetto del disturbo causato dalle operazioni di prelievo: detensionamento del campione, annullamento del confinamento degli aggregati, deterioramento del legame all'interfaccia legante-aggregato dovuto alle azioni meccaniche di prelievo. Si può infatti affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. Questa riduzione di resistenza deve esser considerata nel calcolo della resistenza strutturale e, a tale scopo, si utilizza il metodo introdotto dal Prof. Masi ne "La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive".

"Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{car,i}$ nelle corrispondenti resistenze in-situ $f_{ck,i}$ viene proposta la seguente relazione:

$$f_{ck,i} = (C_{h/D} \cdot C_{dia} \cdot C_a \cdot C_d) f_{carota,i}$$

dove:

- $C_{h/D}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, pari a $C_{h/D} = \frac{2}{(1.5 + \frac{d}{H})}$;
- C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari, Rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;
- C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ($\varnothing 10$) a 1.13 per barre di diametro elevato ($\varnothing 20$);
- C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione. Le norme FEMA suggeriscono di assumere un valore costante pari a 1.06, mentre in letteratura si propone di assumere il valore 1.10, in entrambi i casi per

operazioni di prelievo condotte con estrema accuratezza. Tenendo però conto del fatto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, appare più convincente l'indicazione che suggerisce di assumere $C_d = 1.20$ per $f_{car} < 20$ MPa, e $C_d = 1.10$ per $f_{car} > 20$ MPa".

Nel nostro caso si ottengono i seguenti valori della resistenza del calcestruzzo.

Elementi verticali – Tesa 1:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 27.55 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 33.20 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 2:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 22.75 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 27.41 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 3:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 18.37 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 22.13 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 4:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 19.85 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 23.92 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 5:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 18.25 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 21.98 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 6:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.2$, avendo la carota una resistenza inferiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 13.35 \text{ N/mm}^2$

- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 16.08 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 1:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 22.31 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 26.90 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 2:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 23.05 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 27.77 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 3:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 23.75 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 28.61 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 28.91 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 34.84 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 5:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 25.80 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 31.09 \text{ N/mm}^2$

Fondazione:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.1$, avendo la carota una resistenza superiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 27.83 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 33.53 \text{ N/mm}^2$

Vano scala ingresso:

Dato:

- $C_{h/D} = 0.8$, avendo un rapporto $h/D=1$;
- $C_a = 1$, perché non sono presenti armature nei provini;
- $C_{dia} = 1.03$, ottenuto per interpolazione dei valori succitati;
- $C_d = 1.2$, avendo la carota una resistenza inferiore a 20MPa.

Avremo:

- $f_{ck} = 10.98 \text{ N/mm}^2$
- $R_{ck} = \frac{f_{ck}}{0.83} = 13.22 \text{ N/mm}^2$

Le prove Sonreb, invece, i seguenti valori della R_{ck} , ottenuta come media di tutte le SonReb eseguite durante la campagna d'indagine:

CALCESTRUZZO	Posizione in opera	$R_{c,M,SonReb}$
		TOT
FONDAZIONE	Piano interrato	-
VANO SCALA	Esterno	16,81
ELEMENTI VERTICALI	Tesa 1	18,93
	Tesa 2	19,77
	Tesa 3	18,92
	Tesa 4	20,06
	Tesa 5	20,68
	Tesa 6	17,99
ELEMENTI ORIZZONTALI	Impalcato 1	19,65
	Impalcato 2	19,81
	Impalcato 3	18,11
	Impalcato 4	20,22
	Impalcato 5	22,65

Facendo una media ponderata tra i valori della resistenza ottenuti con le prove di compressione sui provini e le prove SonReb, si ottengono i seguenti risultati:

Elementi verticali – Tesa 1:

- $R_{ck} = 29.63 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 24.59 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 2:

- $R_{ck} = 25.50 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 21.16 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 3:

- $R_{ck} = 21.33 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 17.7 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 4:

- $R_{ck} = 22.95 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 19.05 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 5:

- $R_{ck} = 21.65 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 17.97 \text{ N/mm}^2$

Elementi verticali – Tesa 6:

- $R_{ck} = 16.56 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 13.74 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 1:

- $R_{ck} = 25.09 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 20.82 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 2:

- $R_{ck} = 25.78 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 21.40 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 3:

- $R_{ck} = 25.99 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 21.57 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

- $R_{ck} = 31.18 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 25.88 \text{ N/mm}^2$

Elementi orizzontali – Impalcato 5:

- $R_{ck} = 28.98 \text{ N/mm}^2$

- $f_{ck} = 24.05 \text{ N/mm}^2$

Fondazione:

- $R_{ck} = 33.53 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 27.83 \text{ N/mm}^2$

Vano scala ingresso:

- $R_{ck} = 14.12 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 11.72 \text{ N/mm}^2$

In definitiva, si useranno per i vari elementi strutturali le seguenti classi di calcestruzzo, considerando per gli elementi orizzontali dell'impalcato 4 una classe di calcestruzzo inferiore, a favore di sicurezza, per renderlo omogeneo agli altri impalcati:

Elementi verticali – Tesa 1:

- **C20/25**

Elementi verticali – Tesa 2:

- **C20/25**

Elementi verticali – Tesa 3:

- **C16/20**

Elementi verticali – Tesa 4

- **C16/20**

Elementi verticali – Tesa 5:

- **C16/20**

Elementi verticali – Tesa 6:

- **C12/15**

Elementi orizzontali – Impalcato 1:

- **C20/25**

Elementi orizzontali – Impalcato 2:

- **C20/25**

Elementi orizzontali – Impalcato 3:

- **C20/25**

Elementi orizzontali – Impalcato 4:

- **C20/25**

Elementi orizzontali – Impalcato 5:

- **C20/25**

Vano scala ingresso:

- **C8/10**

Fondazione:

- **C25/30**

E' da precisare che, per quanto concerne la fondazione, è stato utilizzato il materiale succitato (calcestruzzo C25/30 LC1) per i seguenti elementi strutturali di fondazione:

- plinti;
- travi rovesce incrociate su plinti (di collegamento);
- platea.

Per i **micro-pali di fondazione**, invece, si è fatto riferimento ai disegni progettuali, mantenendo il materiale dello stesso materiale originario, ma inserendolo, a vantaggio di sicurezza, con un livello di conoscenza LC1. Per tale motivo, nella modellazione sono stati utilizzati i seguenti materiali:

Calcestruzzo micro-pali di fondazione: **C20/25 LC1**

Acciaio micro-pali di fondazione: **Fe360 LC1**

5) CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Lo studio è stato condotto in conformità a quanto previsto dal D.M. 17 gennaio 2018 e dalla Circolare esplicativa del C.S.LL.PP. n° 7/2019. In particolare, in relazione a quanto previsto nei paragrafi 6.2.2 e 7.11.2 delle NTC 2018 e nei paragrafi C6.2.2. e C7.11 della Circolare, le caratteristiche del terreno di fondazione sono state compiutamente definite nelle relazioni geologica e geotecnica presenti in allegato (Allegato 3 e Allegato 4).

A seguito di quanto desumibile dalla relazione geologica della Dott.ssa Geol. Tiziana De Razza, riguardo l'effettivo stato dei luoghi del terreno, si può stabilire che il sottosuolo dell'area d'intervento è costituito da **due tipologie stratigrafiche**:

da 0,00 a -4/6 metri riporto antropico; costituito principalmente da materiale tufaceo grossolano misto a conci di roccia calcarea di diverse pezzature, a luoghi con presenza di sabbie grossolane.

Peso di volume	$\gamma_v = 12.5/13.0 \text{ kN/m}^3$;
Peso di volume	$\gamma_{\text{sat}} = 15.0/16.0 \text{ kN/m}^3$;
Contenuto acqua naturale	$W = 40/45\%$;
Coesione	$C = 3/5 \text{ kPa}$
Angolo di attrito	$\phi = 15/18^\circ$

da -4.0/-6.0 metri con spessore di oltre 10.00/12.00 metri roccia calcarea fratturata con evidente stato di carsificazione.

Peso di volume	$\gamma_v = 27,0 \text{ kN/m}^3$;
Resistenza a compressione monoassiale	$\delta_c = 90.000 \text{ kN/m}^2$
Resistenza a trazione	$\delta_t = 20.000 \text{ kN/m}^2$
Rapporto di Poisson	$\nu = 0,30$
Coesione	$c = 243,5 \text{ kN/m}^2$
Angolo di attrito	$\phi = 29^\circ$

Quindi, dopo il terreno di riporto troviamo roccia calcarea, che è resa disomogenea e discontinua dalla presenza di piccole cavità.

E' stata rilevata una **falda acquifera sostenuta da acqua di mare** alla profondità di -10.20 m, che, come rinvenibile dalle documentazioni di prova degli anni 1990, si è stabilizzata dopo alcuni giorni a -5.30 m. A vantaggio di sicurezza, nei calcoli è stata considerata a quota -5 m.

Il **suolo di fondazione** è stato classificato in **Categoria "A"**.

E' bene precisare che, dalla lettura del par. 8.3 dell'NTC 2018, si ha che: ***“la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:***

- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazioni dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla documentazione disponibile e si potrà omettere di svolgere indagini specifiche solo qualora, a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni sussistano elementi di conoscenza sufficienti per effettuare le valutazioni precedenti”.

Considerando che:

- l'analisi geologica ha restituito come risultato la presenza di un **terreno rigido (Categoria A)**;
- da rilievi e analisi qualitative **non sussiste nessuna delle condizioni** riportate nel par. 8.3 delle NTC 2018 espresse in precedenza;

si è ritenuto opportuno non svolgere alcuna verifica strutturale del sistema di fondazione.

Sono invece state intraprese le verifiche geotecniche della stessa.

6) ANALISI DEI CARICHI

ANALISI DEI CARICHI DEL PROGETTO DI RISTRUTTURAZIONE ANNI 1990

La successiva analisi dei carichi è stata rinvenuta dal **progetto originale** di ristrutturazione degli anni 1990. Si evince che **la struttura era stata progettata** con carichi non abbondanti e con carichi di esercizio **per strutture a destinazione residenziale**.

IMPALCATO TIPO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	280
Carichi permanenti portati	
Pavimento ed intonaco	110
Incidenza tramezzi	110
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale	200
totale	700

IMPALCATO DI COPERTURA E CALP. TORRINO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	280
Carichi permanenti portati	
Pavimento ed intonaco	110
Masso a pendio ed intonaco	110
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale	200
totale	700

SCALE	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio soletta rampante	395
Carichi permanenti portati	
Scalini	180
Rivestimento ed intonaco	125
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale	400

totale	1100
--------	-------------

ANALISI DEI CARICHI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

La successiva analisi dei carichi è quella applicata alla **struttura allo stato attuale**.

Tale analisi è stata utile per la verifica ai soli carichi gravitazionali, nella situazione attuale, che comprende varie parti di struttura ancora allo stato rustico.

IMPALCATO PIANO RIALZATO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	310
Carichi permanenti portati	
Pavimento ed intonaco	110
Incidenza tramezzi	160
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. B)	300
totale	880

IMPALCATO PIANI A RUSTICO (P1, P2, P3)	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	310
Carichi permanenti portati	
Incidenza tramezzi	160
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. H)	50
totale	520

IMPALCATO DI COPERTURA E CALP. TORRINO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	310
Carichi permanenti portati	

Pavimento ed intonaco	110
Masso a pendio ed intonaco	110
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. H)	50
Neve	100
totale	680

SCALE DI PRIMA TESA	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio soletta rampante	395
Carichi permanenti portati	
Scalini	185
Rivestimento ed intonaco	115
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale	400
totale	1095

SCALE A RUSTICO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio soletta rampante	395
Carichi permanenti portati	
Scalini	185
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. H)	50
totale	630

ANALISI DEI CARICHI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

La successiva analisi dei carichi è quella applicata alla **struttura allo stato finito per la destinazione d'uso prevista dalla committenza.**

IMPALCATO TIPO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	310
Carichi permanenti portati	
Pavimento ed intonaco	110
Incidenza tramezzi	160
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. B)	300
totale	880

IMPALCATO DI COPERTURA E CALP. TORRINO	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio del solaio H=20+5	310
Carichi permanenti portati	
Pavimento ed intonaco	110
Masso a pendio ed intonaco	110
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale (Cat. B)	300
Neve	100
totale	930

SCALE	
	daN/mq
Carichi permanenti	
Peso proprio soletta rampante	395
Carichi permanenti portati	
Scalini	185
Rivestimento ed intonaco	115
Carichi variabili d'esercizio	
Sovraccarico accidentale	400
totale	1095

E' da sottolineare che, nell'analisi effettuata, non sono stati considerati i carichi statico – dinamici afferenti all'impianto ascensore di futura installazione, poiché l'RTP non era a conoscenza degli stessi.

7) PROCEDURA DI CALCOLO UTILIZZATA PER LA MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Il complesso strutturale, come già detto, è caratterizzato da:

- struttura verticale in elevazione costituita da pilastri e setti in c.a.;
- struttura orizzontale costituita da travi di piano in c.a. e solai latero-cementizi di tipo tralicciato;
- muratura perimetrale in tufo, collegata a livello dei solai allo scheletro interno in c.a..

Da una valutazione dell'azione sismica agente sul complesso strutturale, è stato rilevato che la gran parte delle forze sismiche sollecitano le pareti perimetrali in muratura, essendo molto più rigide rispetto alla struttura in c.a. interna; mentre i carichi gravitazionali sono affidati per la maggior parte alla struttura in c.a., nonostante ci siano elementi in carpenteria che garantiscano un collegamento tra la muratura e gli impalcati latero-cementizi.

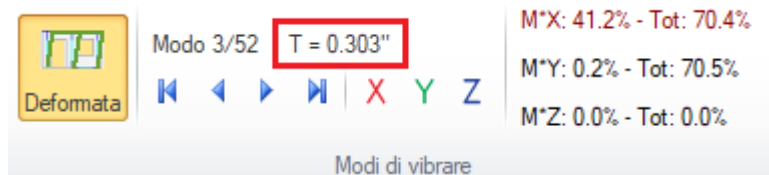
Livello Nome	Cont. N.br.	Totale			Aste verticali			Pareti		
		F			F			F		
		X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
Fondazione	Pesi	0	0	-2375328	-436	-623	-913876	436	623	-1461452
Fondazione	Port.	0	0	-393760	-350	-372	-313109	350	372	-80651
Fondazione	Variabile B	0	0	-120370	-483	-89	-97284	483	89	-23086
Fondazione	Neve	0	0	-39823	1	-31	-31955	-1	31	-7868
Fondazione	Variabile H	0	0	-80483	26	-84	-64496	-26	84	-15987
Fondazione	X SLV	208769	-2483	2893	4849	5	1211	203920	-2488	1682
Fondazione	Y SLV	-3298	202537	1716	356	17203	-163	-3654	185334	1878
Fondazione	EY SLV	0	0	0	42	40	8	-42	-40	-8
Fondazione	EX SLV	0	0	0	-93	-88	-18	93	88	18

Forze a livello della fondazione, espresse in daN, nel caso di struttura ante-operam

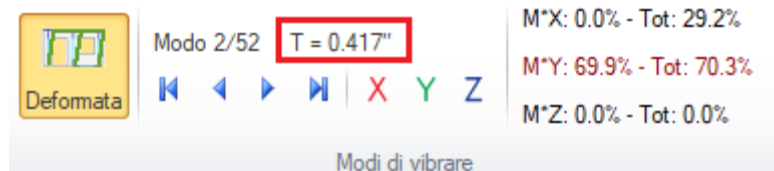
Per tenere in conto ciò, per la modellazione e la valutazione delle sollecitazioni **sono stati utilizzati due diversi software**, aventi caratteristiche diverse in funzione del materiale analizzato:

- **"PCM"**, della **Aedes Software S.n.c.**, che è un software specifico per le analisi numeriche e le verifiche delle **strutture in muratura**;
- **"Sismicad"**, della **Concrete S.r.l.**, specifico per analisi numeriche e verifiche delle **strutture in c.a.**, nel quale è stato valutato l'effetto dell'aliquota di sollecitazione sismica agente su tali elementi.

La **validazione dei modelli di calcolo** è stata effettuata confrontando i periodi principali della struttura modellata con i due diversi software, come si può evincere dalle immagini seguenti:



Periodo principale della struttura lungo X, valutato con PCM



Periodo principale della struttura lungo Y, valutato con PCM

T1,x	Da analisi modale (0.27230)
T1,y	Da analisi modale (0.38611)

Periodi principali della struttura lungo X ed Y, valutato con Sismicad

Si riscontra, quindi, una differenza molto ridotta tra i due periodi fondamentali, lungo le due direzioni principali.

In particolare, nel “Sismicad”, per la valutazione delle sollecitazioni è stato considerato:

- un modello tridimensionale ad elementi finiti in cui i pilastri e le travi sono stati modellati con elementi beam, le pareti in c.a., invece, con elementi shell;
- la muratura è stata modellata con elementi shell, solo allo scopo di valutare l’aliquota di taglio alla base agente nei diversi elementi;
- l’impalcato è infinitamente rigido nel proprio piano;
- sono stati verificati solo gli elementi in c.a..

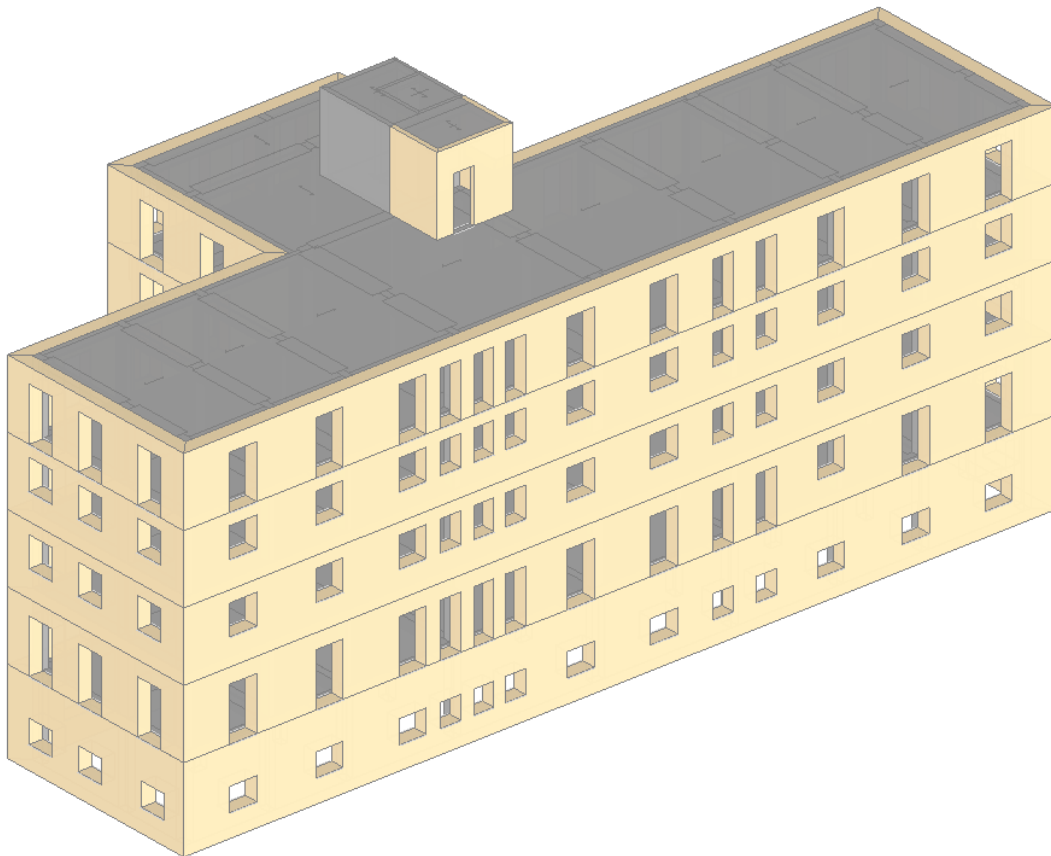
Nel “PCM”, diversamente, è stato considerato:

- un modello tridimensionale a telaio equivalente per la muratura;
- l’impalcato è infinitamente rigido nel proprio piano;
- tutti gli elementi in c.a. non sono stati modellati in modo tale che, a vantaggio di sicurezza, l’intera azione sismica influisca esclusivamente sulla muratura in tufo calcarenito.

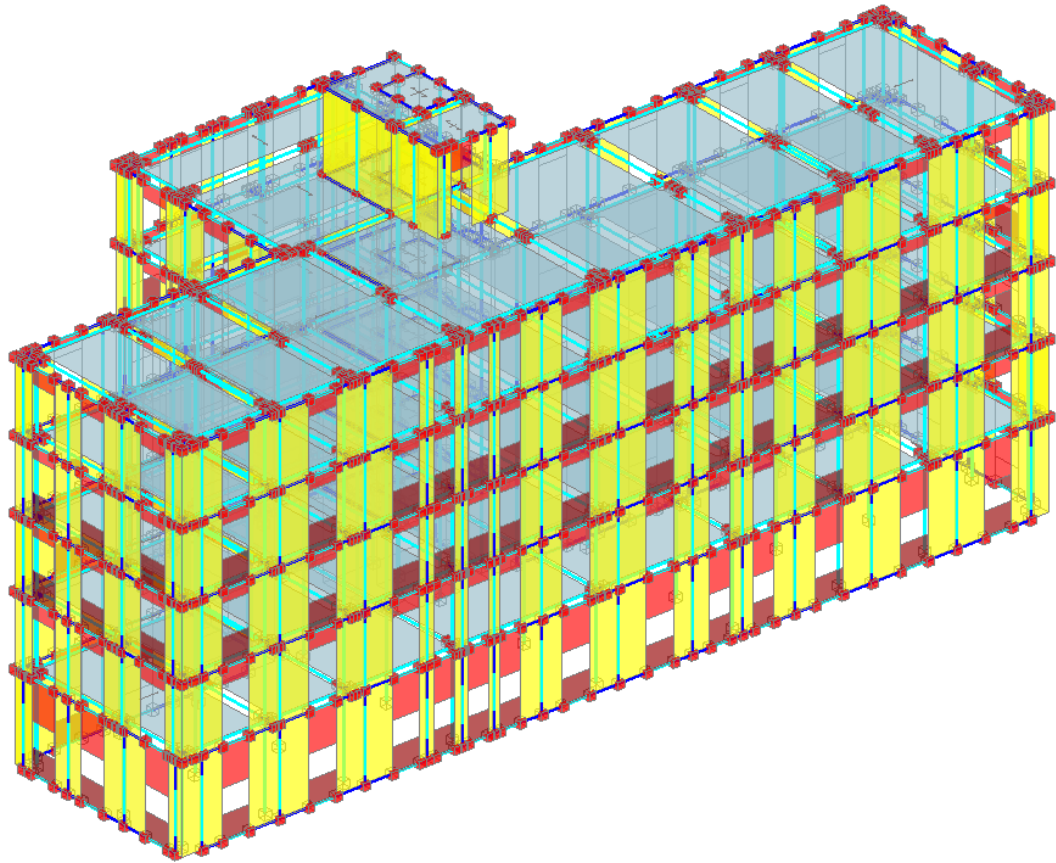
Le analisi numeriche sono state eseguite utilizzando:

- il metodo **dell'analisi dinamica modale con fattore di comportamento q** , per la struttura in c.a., considerando i fattori di comportamento di seguito esposti;
- il metodo **dell'analisi statica non lineare (pushover)**, per la struttura in muratura in tufo calcarenitico, in accordo al par. 7.3.4.2. delle NTC.

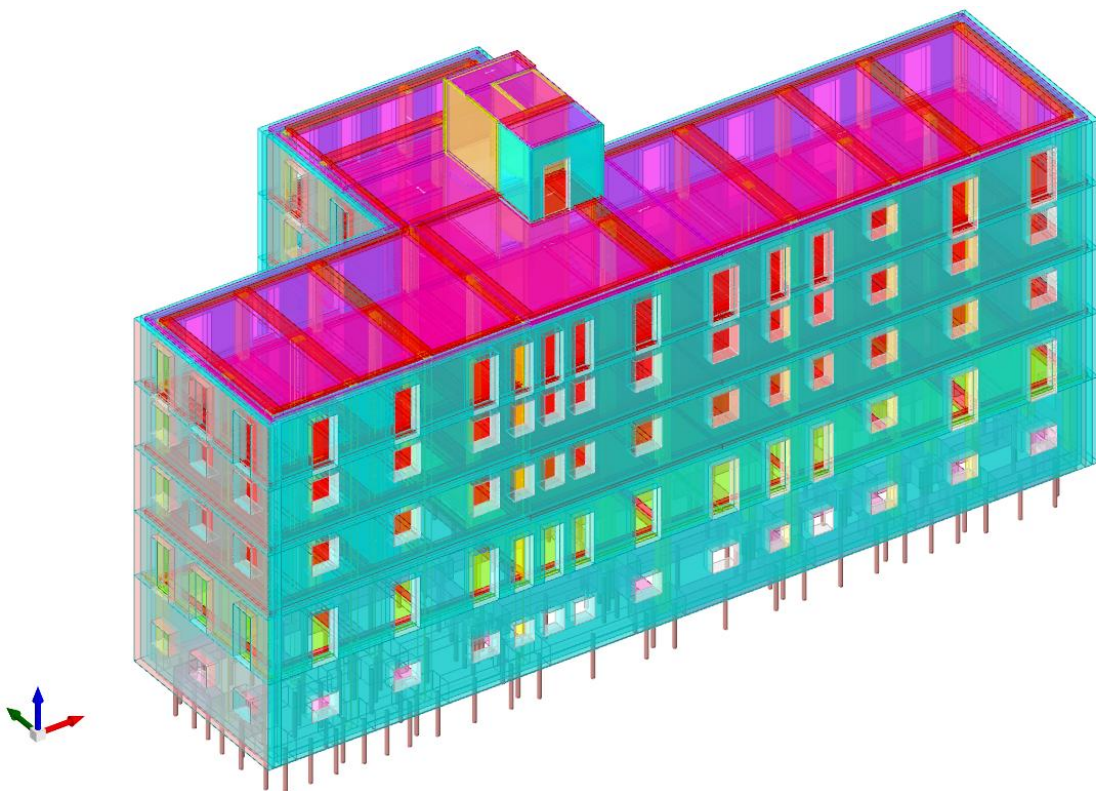
Inoltre, secondo il paragrafo C8.7.1.2. della Circolare alle NTC 2018, n.7 del 21 gennaio 2019, negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali/locali di porzioni di muratura e quindi occorre considerare e verificare tali **meccanismi locali**. A tal proposito, è stata effettuata anche **un'analisi cinematica lineare** di porzioni della struttura stessa.



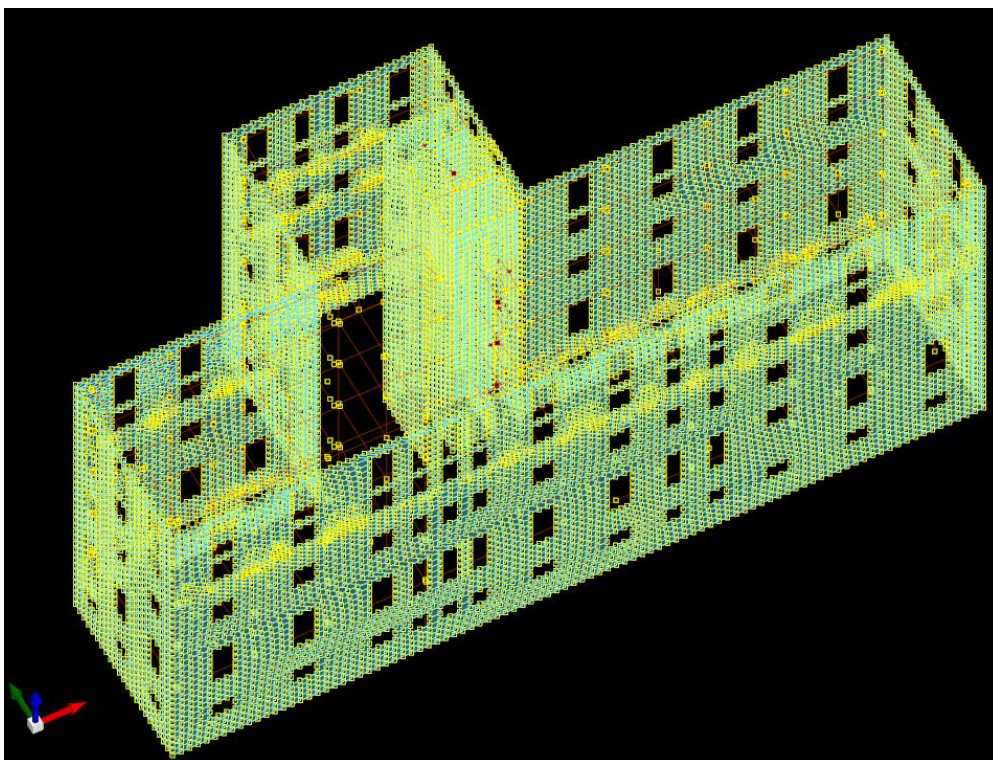
Struttura 3D, modellata con PCM della Aedes Software



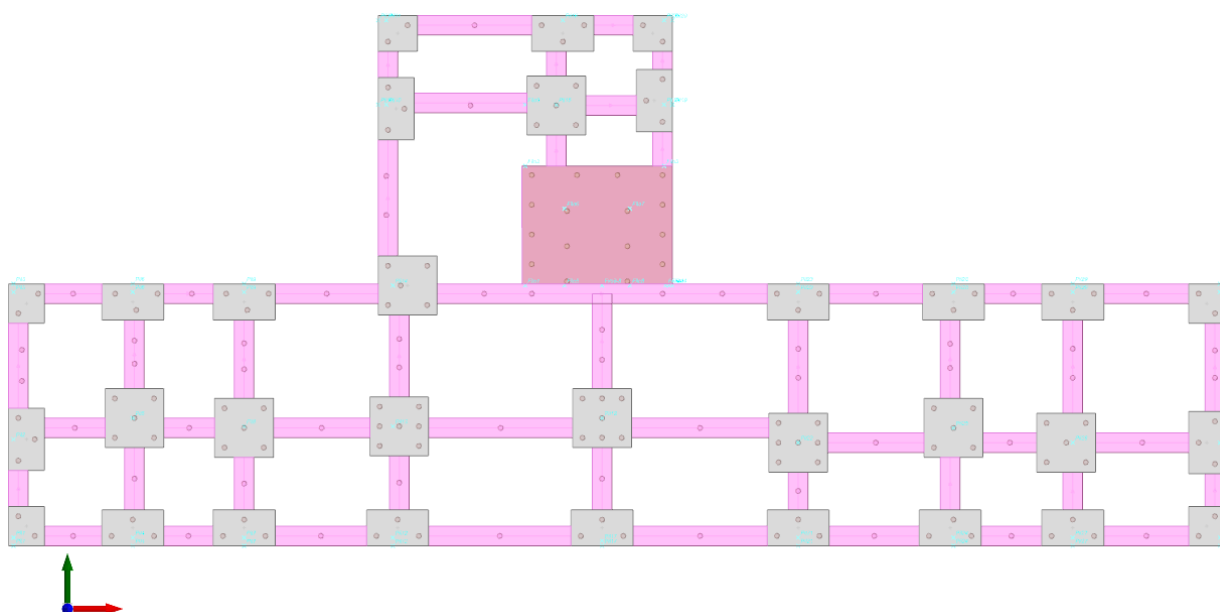
Modello 3D, modellato con PCM della Aedes Software



Struttura 3D, modellata con Sismicad della Concrete



Modello 3D, modellato con Sismicad della Concrete



Struttura in pianta del sistema di fondazione, modellata con Sismicad della Concrete

La vulnerabilità della struttura è stata valutata nei confronti dei seguenti livelli di operatività:

- **Stato limite di operatività (SLO):** seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (incluso elementi strutturali, elementi non strutturali, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato limite di danno (SLD):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (includendo elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- **Stato limite di danno (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticale e un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Sono stati adottati, inoltre, i seguenti parametri:

- zona sismica Zona: 3
- categoria d'importanza: IV
- livello di conoscenza: LC3
- categoria del suolo: A
- vita nominale: 50 anni
- periodo di riferimento Vr: 100 anni
- smorzamento viscoso: 5%

Infine, i fattori di comportamento utilizzati per i diversi stati limite sono stati valutati in conformità al D.M. 17 gennaio 2018 e alla relativa Circolare n.7 del 21 gennaio 2019. A tal proposito, si è preso in considerazione il minore dei fattori di comportamento valutati per la muratura e per la struttura in calcestruzzo armato, considerando quest'ultima tipologia deformabile torsionalmente, secondo il par. 7.4.3.1 dell'NTC 2018. Quindi i fattori di comportamento sono i seguenti:

STRUTTURA ANTE-OPERAM CON STRUTTURA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

STATO LIMITE DI DANNO (SLD) E STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Fattore di comportamento per sisma X **1.5**

Fattore di comportamento per sisma Y **1.5**

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Fattore di comportamento per sisma X (da pushover) 2.00

Fattore di comportamento per sisma Y (da pushover) 2.00

STRUTTURA ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

STATO LIMITE DI DANNO (SLD) E STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Fattore di comportamento per sisma X 1.5

Fattore di comportamento per sisma Y 1.5

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

Fattore di comportamento per sisma X (da pushover) 2.00

Fattore di comportamento per sisma Y (da pushover) 2.00

8) VERIFICHE STRUTTURALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

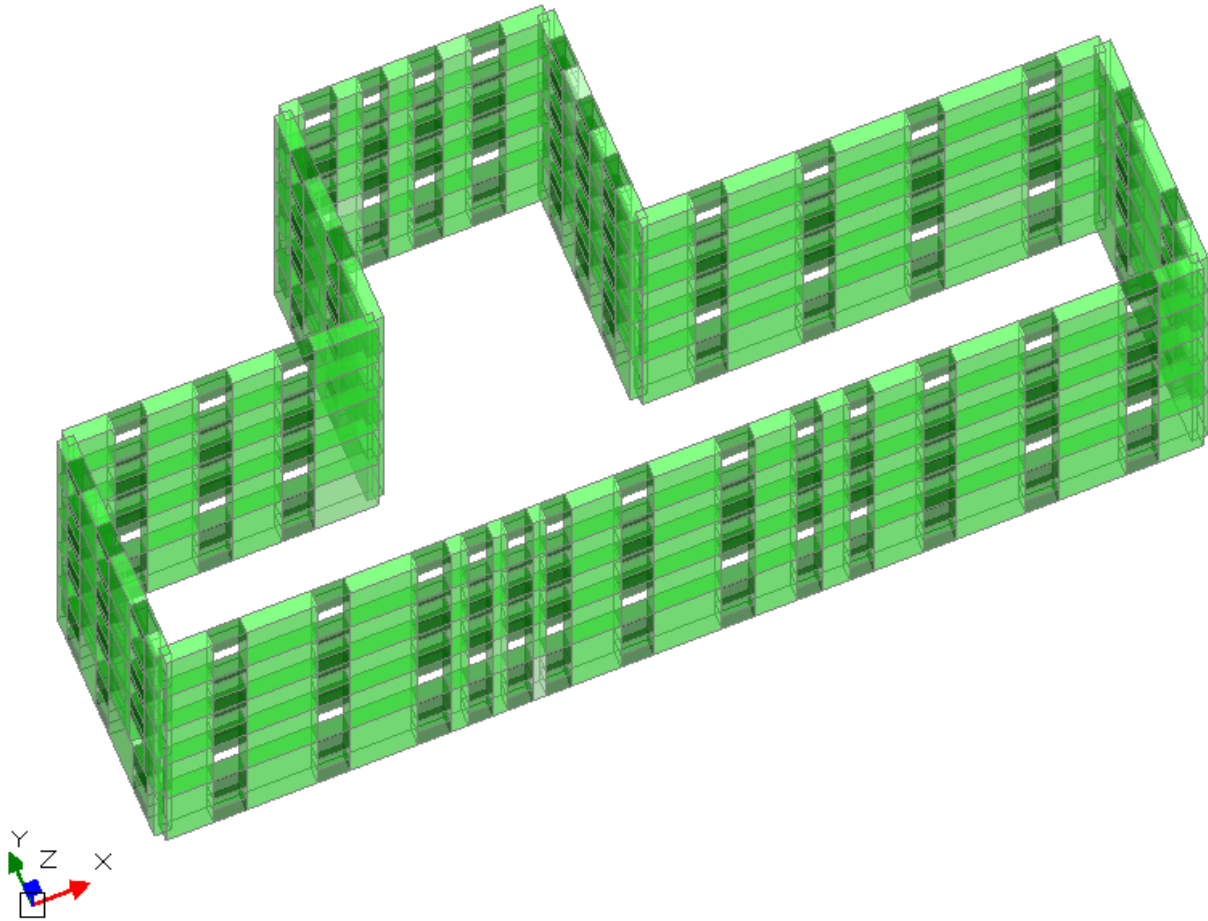
Per la valutazione della sicurezza, innanzitutto bisogna valutare il comportamento della **struttura soggetta ai soli carichi gravitazionali** nella situazione attuale. E' stata quindi effettuata **un'analisi statica non sismica** con la struttura occupata solo a piano seminterrato e rialzato, con le restanti parti a rustico. In tale situazione, così come appurato dall'analisi dei carichi, abbiamo alcuni solai più "scarichi".

Il livello di sicurezza è stato ricavato con diverse analisi, mediante il **software di calcolo PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura, dell'Aedes Software S.n.c., versione 2019.2.2.0** (per la parte in muratura) e mediante il **software Sismicad, della Concrete S.r.l. , versione 12.15** (per la parte in calcestruzzo armato). I risultati sono di seguito esposti.

VERIFICA DI SICUREZZA AI CARICHI GRAVITAZIONALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA NELLA SITUAZIONE ATTUALE

ANALISI STATICA NON SISMICA MURATURA

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

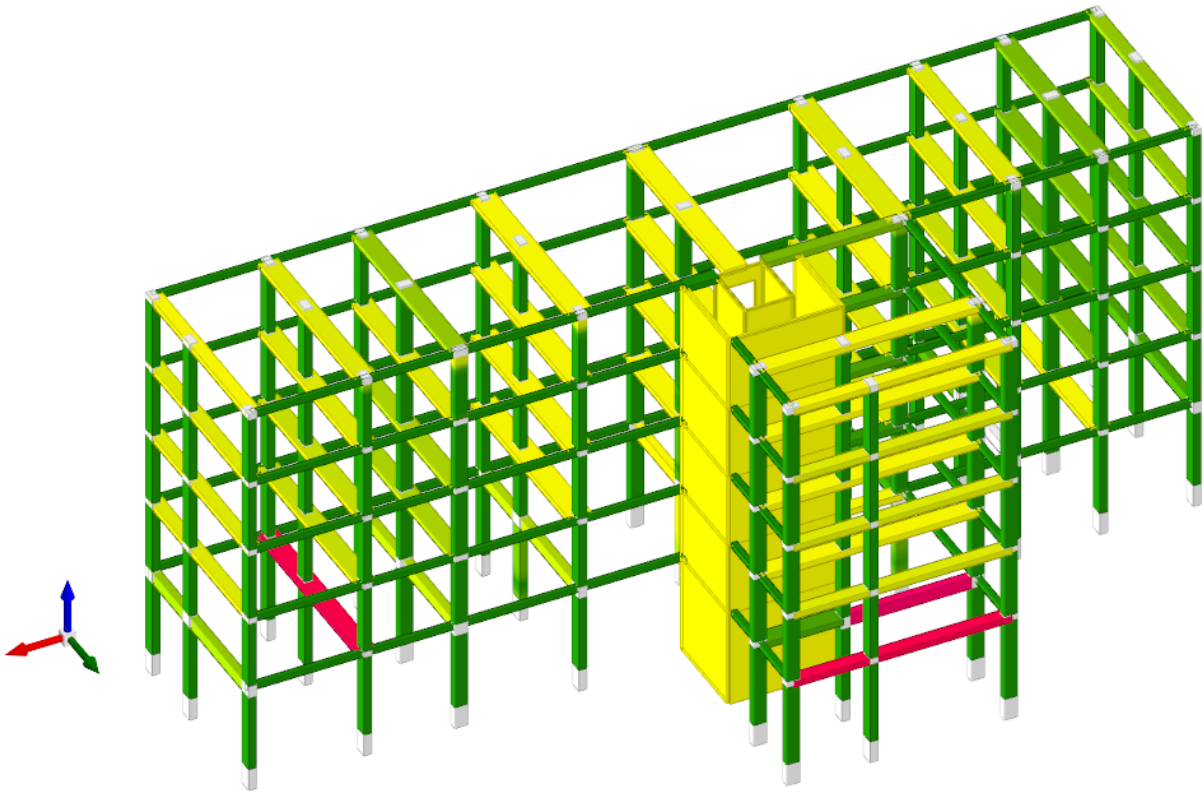
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

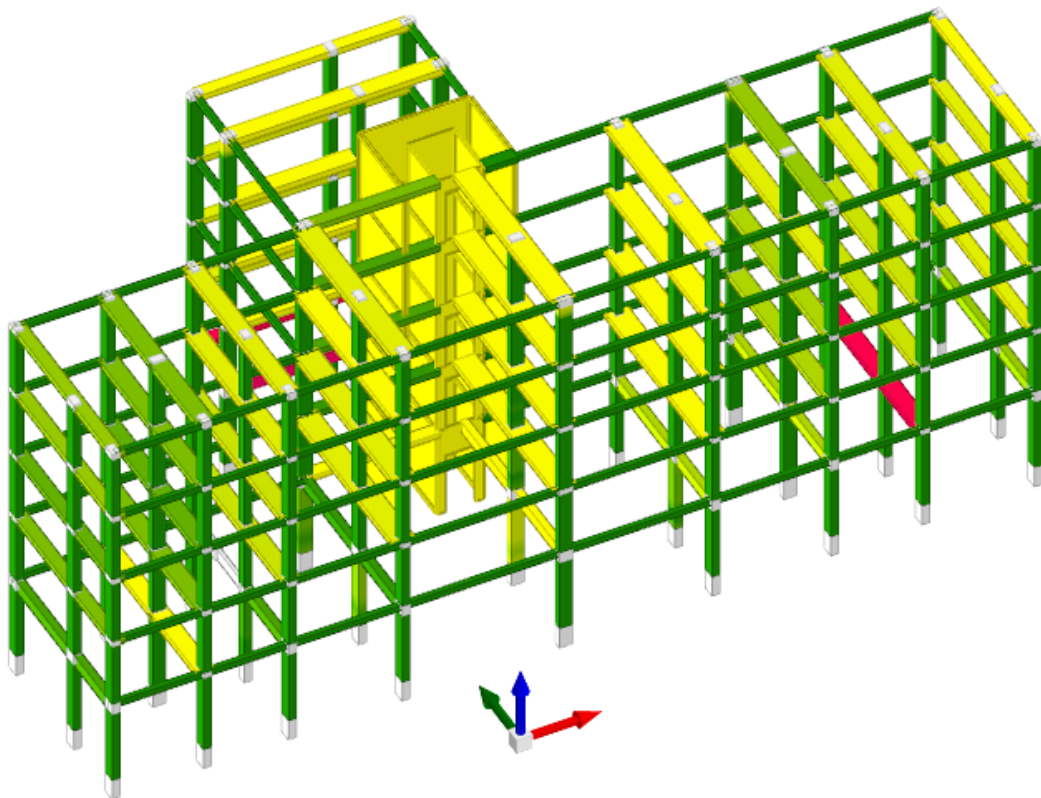
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.290	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	4.253	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.888	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.233	100%

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:
 verde: soddisfatte per tutti gli elementi
 rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

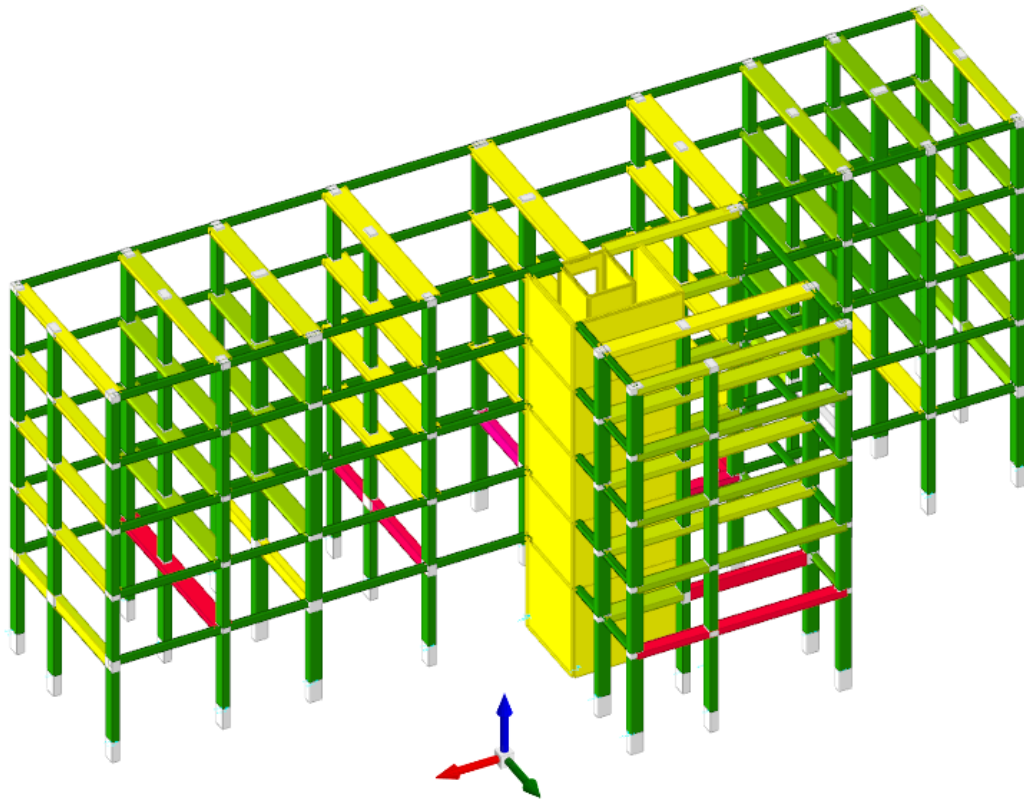
ANALISI STATICA NON SISMICA C.A.



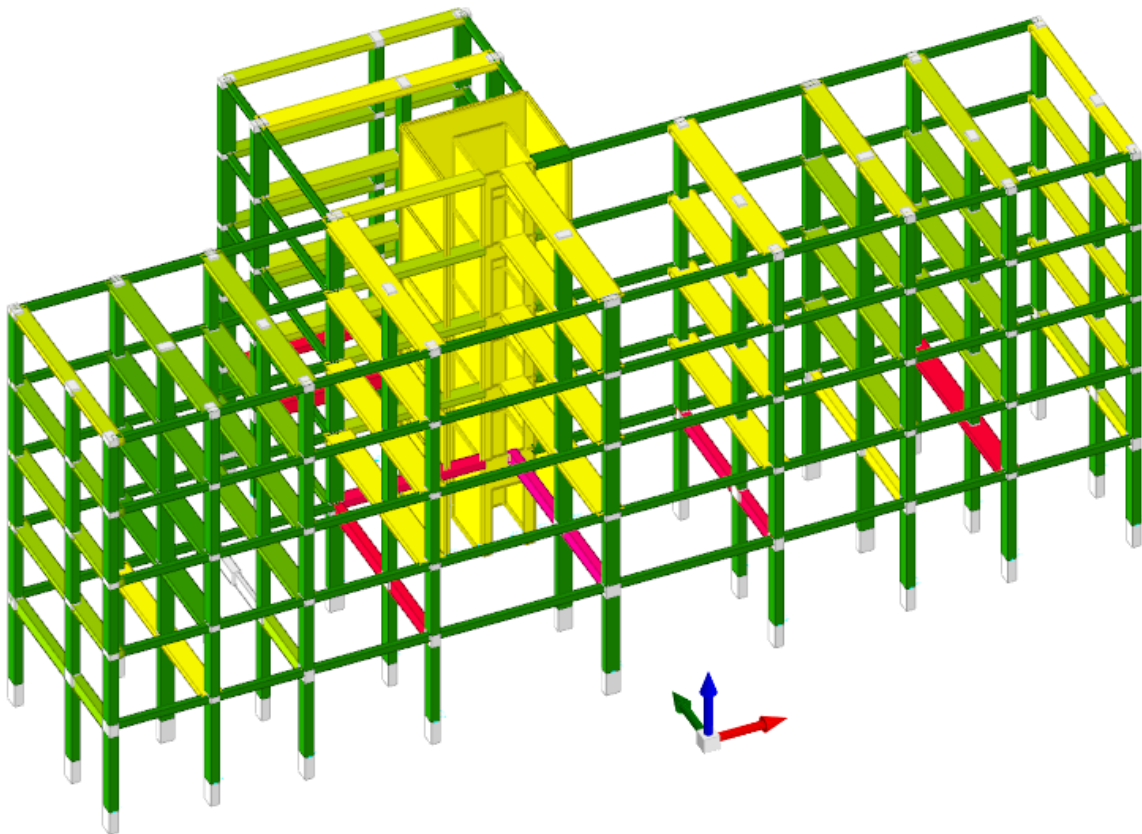
Verifica a flessione non sismica- vista del lato esposto a lato nord-est



Verifica a flessione non sismica- vista del lato esposto a lato nord-ovest



Verifica a taglio non sismico – vista del lato esposto a lato nord-est



Verifica a taglio non sismico – vista del lato esposto a lato nord-ovest

Mappatura colori	
da 2 a 1.9	
da 1.9 a 1.8	
da 1.8 a 1.7	
da 1.7 a 1.6	
da 1.6 a 1.5	
da 1.5 a 1.4	
da 1.4 a 1.3	
da 1.3 a 1.2	
da 1.2 a 1.1	
da 1.1 a 1	
da 1 a 0.9	
da 0.9 a 0.8	
da 0.8 a 0.7	
da 0.7 a 0.6	
da 0.6 a 0.5	
da 0.5 a 0.4	
da 0.4 a 0.3	
da 0.3 a 0.2	
da 0.2 a 0.1	
da 0.1 a 0	

Sono evidenziati nelle immagini precedenti gli **elementi strutturali in c.a.** non verificati, quindi **necessitanti di interventi urgenti**, ovvero:

- Trave a “Piano Rialzato” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.837;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.594;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.715;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.839;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.754;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.860;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.878;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.798;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.617;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.754;
- Trave Pil8-Pil9 da rinforzare sia a taglio che a flessione.

9) VERIFICHE STRUTTURALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

E' stata condotta, inoltre, un'analisi statica e sismica del complesso strutturale caratterizzato da una **struttura completamente operativa**, ovvero con un'occupazione di tutti i piani e con i solai allo stato finito, per la destinazione d'uso prevista dalla committenza.

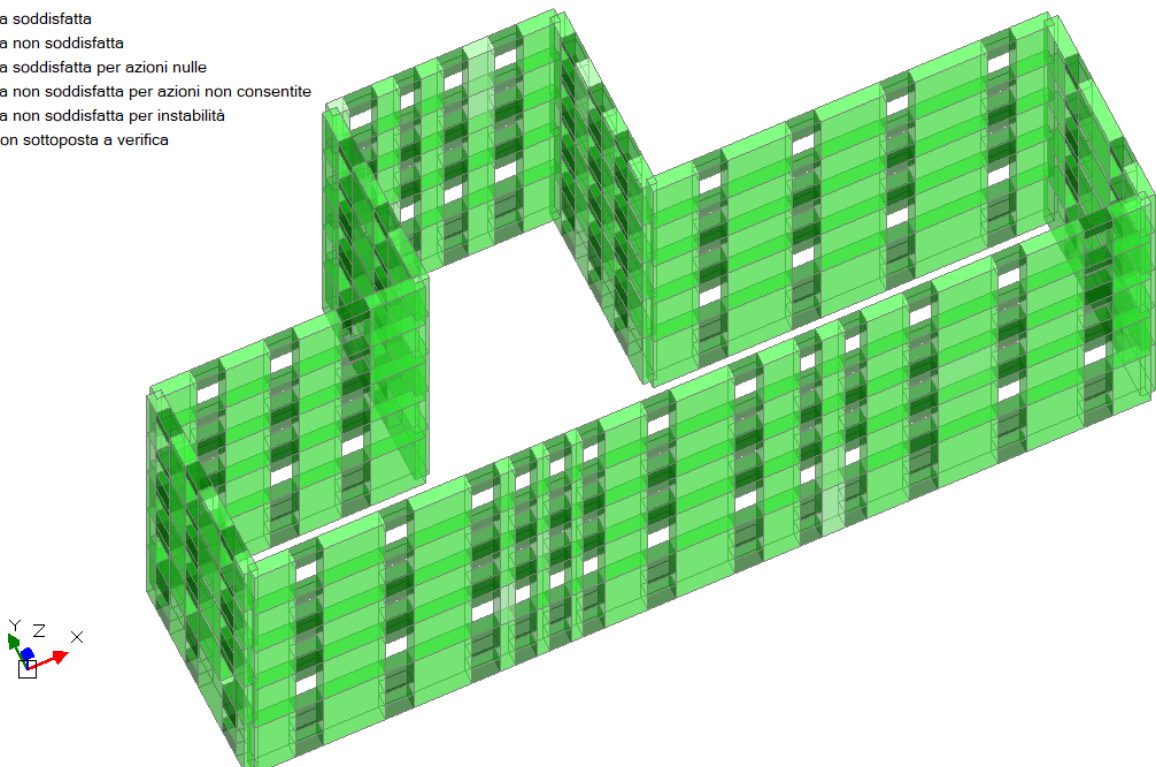
Il livello di sicurezza è stato ricavato con diverse analisi, mediante il **software di calcolo PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura, dell'Aedes Software S.n.c., versione 2019.2.2.0** (per la parte in muratura) e mediante il **software Sismicad, della Concrete S.r.l. , versione 12.15** (per la parte in calcestruzzo armato).

Innanzitutto bisogna valutare il comportamento della **struttura soggetta ai soli carichi gravitazionali** e per tale motivo è stata effettuata un'analisi statica non sismica. I risultati sono di seguito esposti.

VERIFICA DI SICUREZZA AI CARICHI GRAVITAZIONALI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

ANALISI STATICA NON SISMICA MURATURA

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

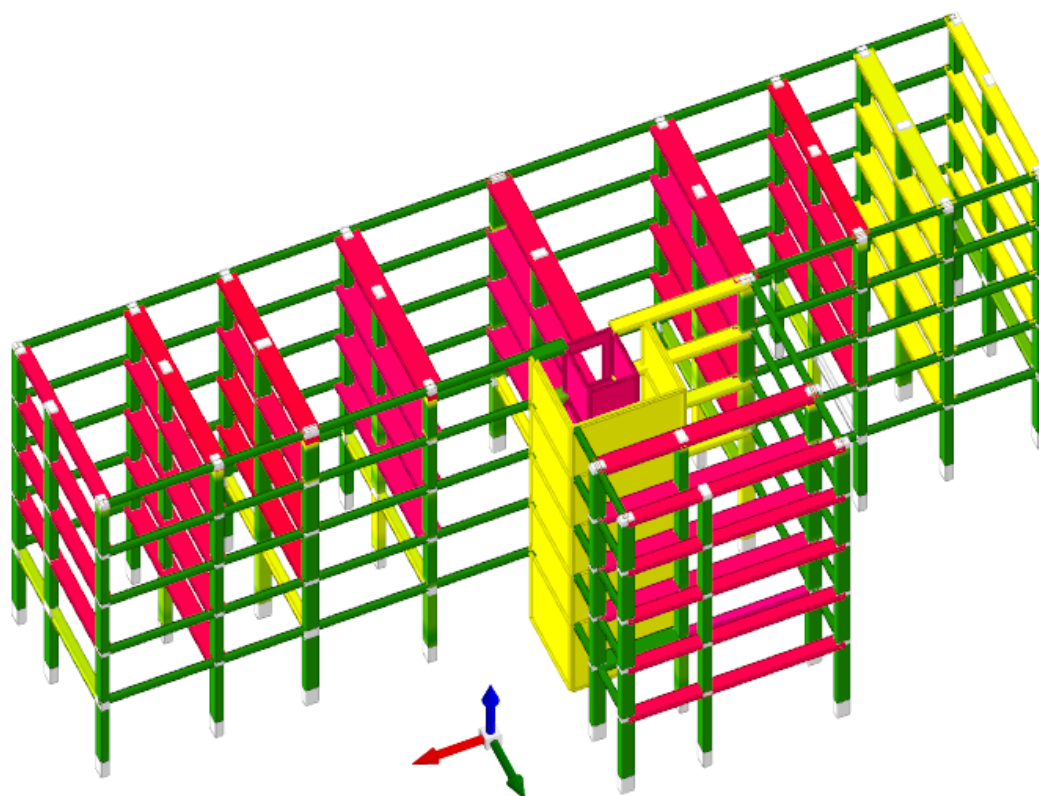
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)

Involuppo CCC

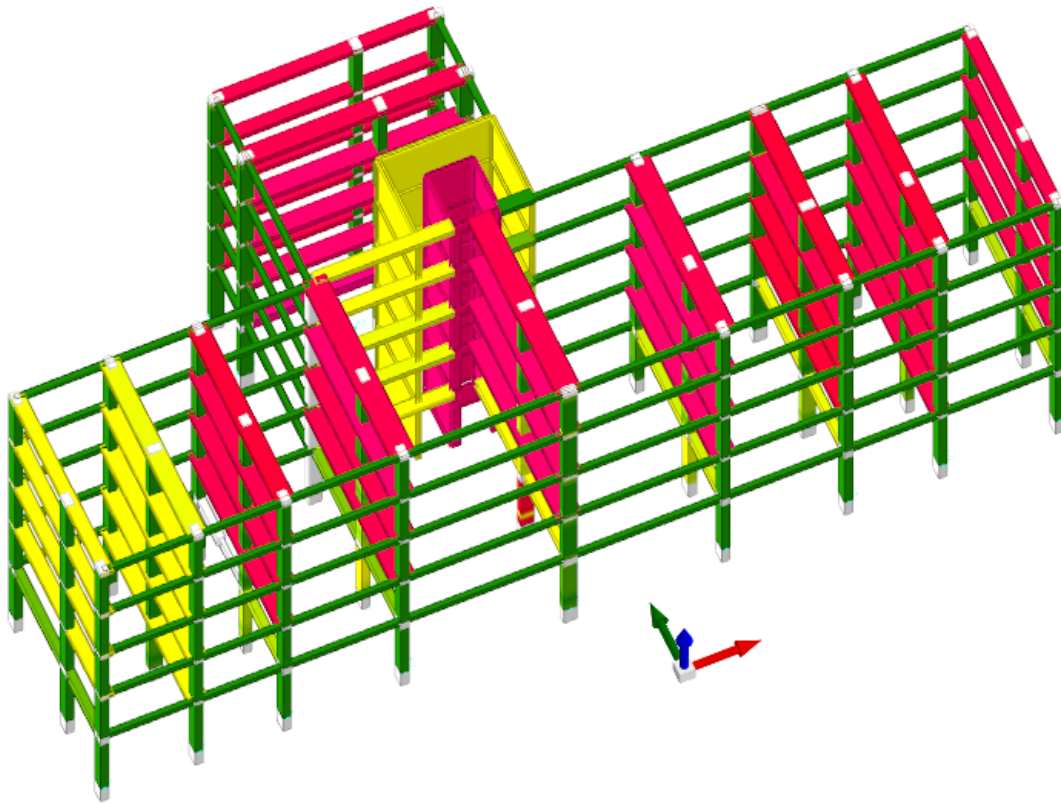
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.509	100%
Taglio sconnimento [§4.5.6]	3.912	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.850	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.373	100%

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

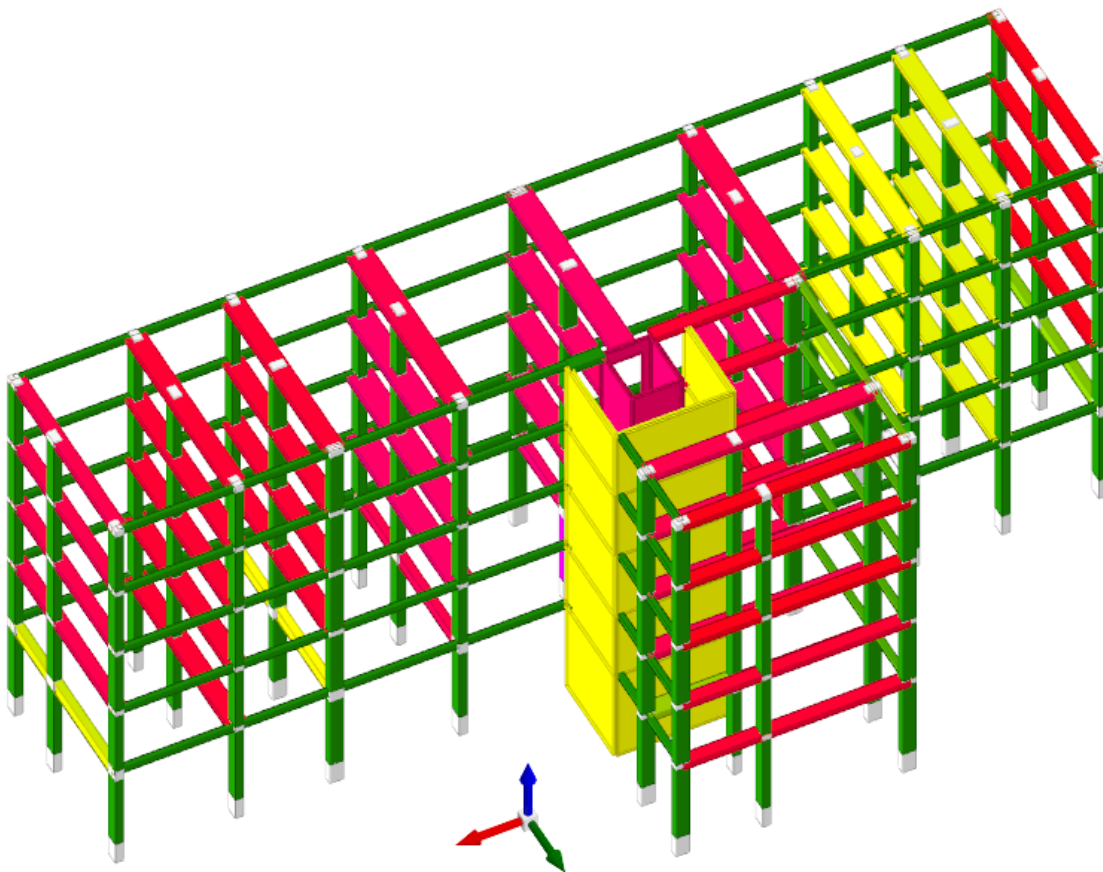
ANALISI STATICA NON SISMICA C.A.



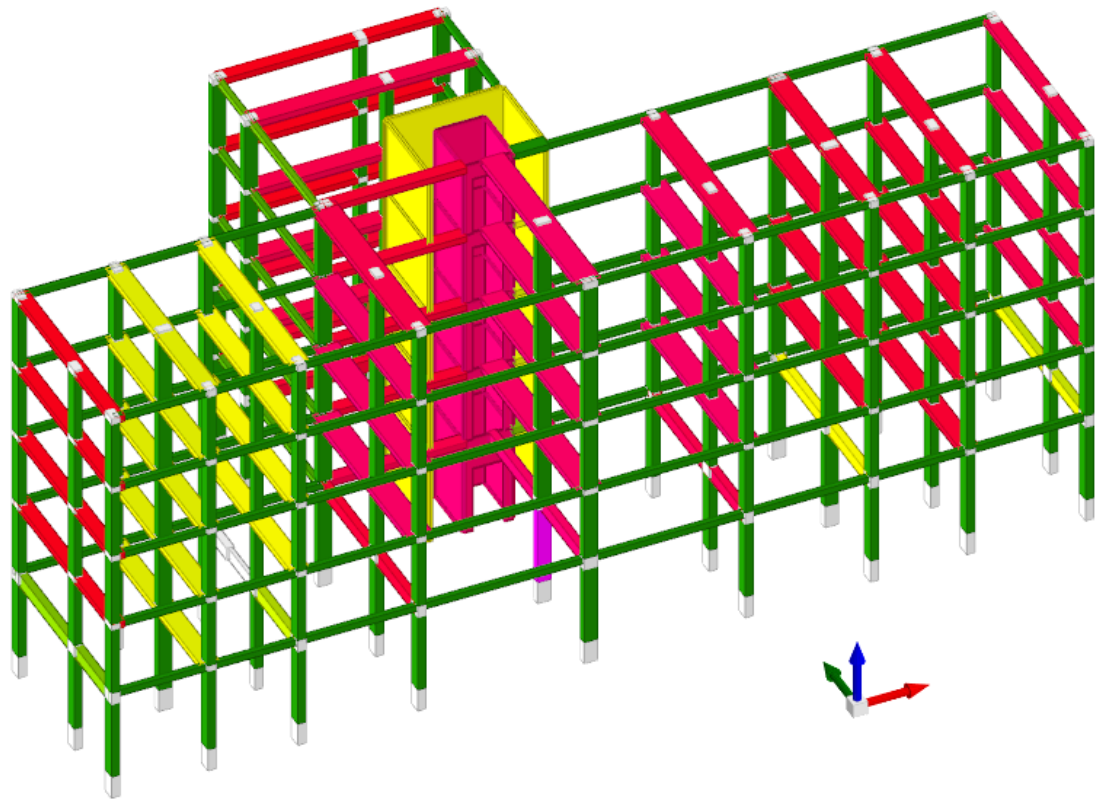
Verifica a flessione non sismica - vista del lato esposto a lato nord-est



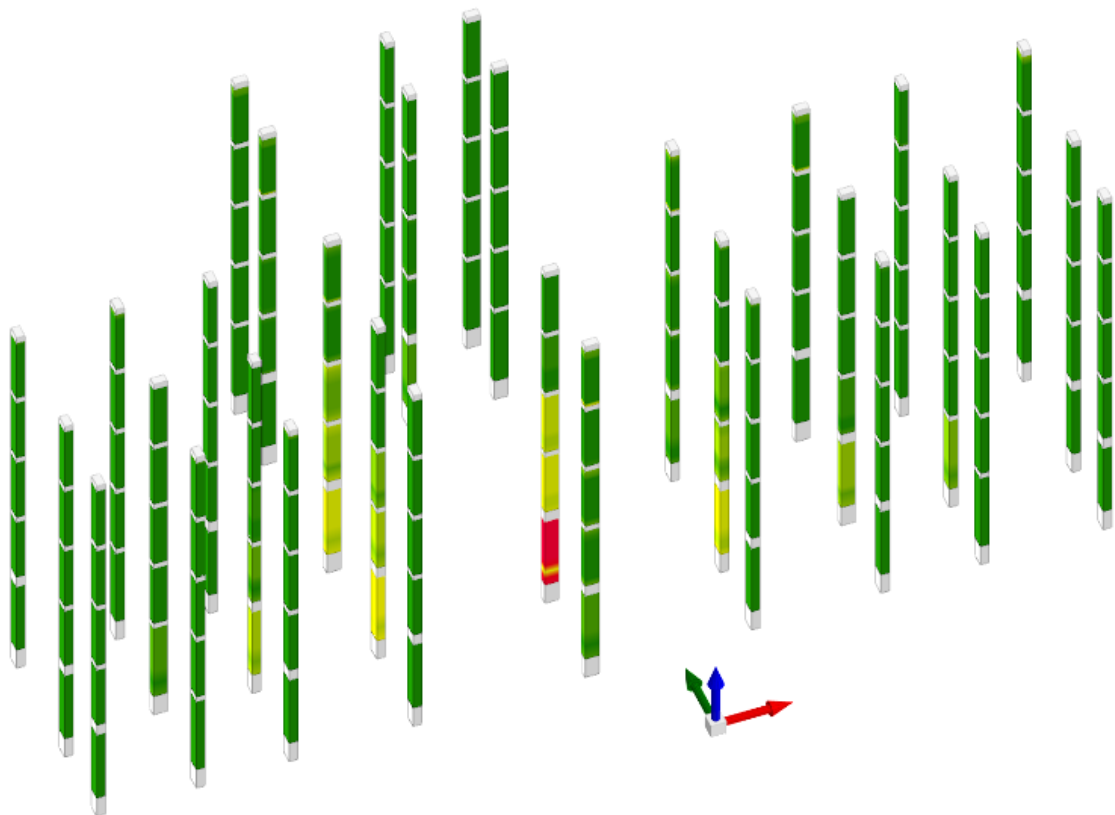
Verifica a flessione non sismica - vista del lato esposto a lato nord-ovest



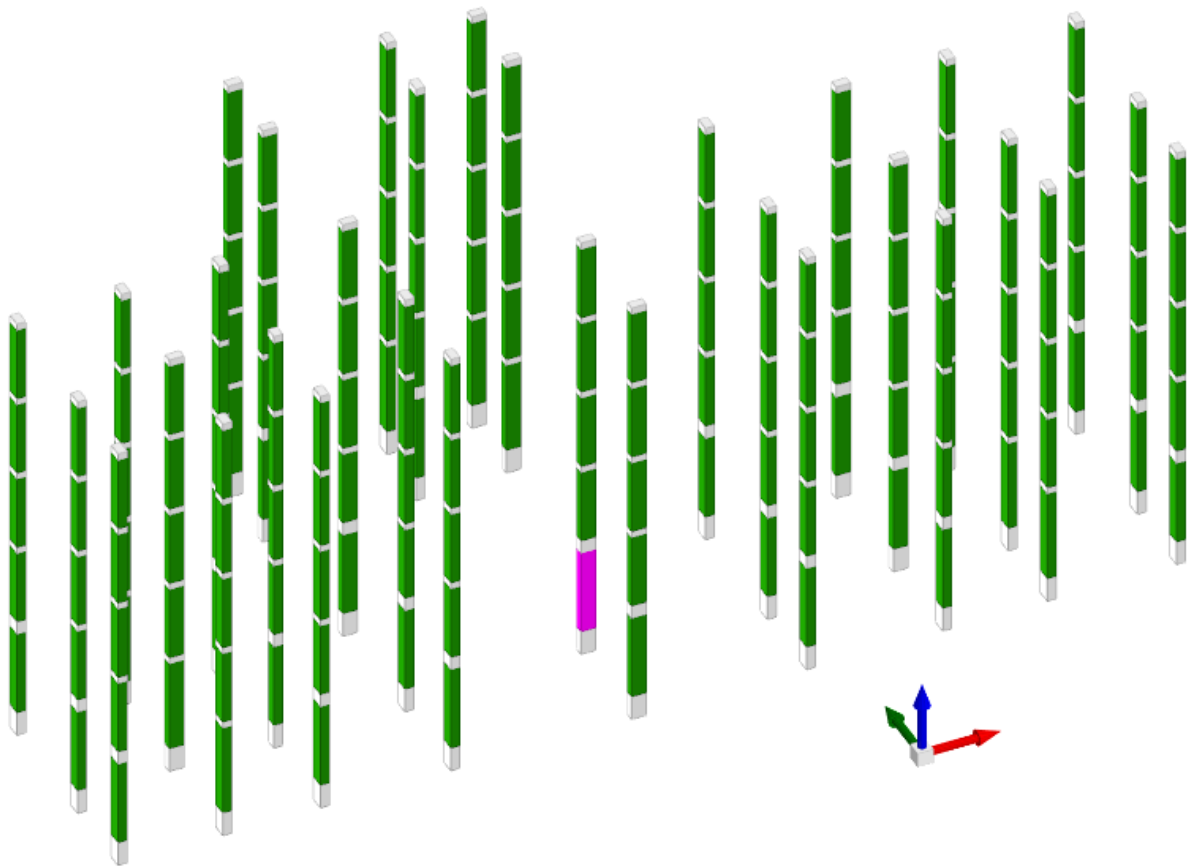
Verifica a taglio non sismico - vista del lato esposto a lato nord-est



Verifica a taglio non sismico - vista del lato esposto a lato nord-ovest



Verifica pilastri a flessione non sismico - vista del lato esposto a lato nord-ovest



Verifica pilastri a taglio non sismico - vista del lato esposto a lato nord-ovest

Mappatura colori	
	da 2 a 1.9
	da 1.9 a 1.8
	da 1.8 a 1.7
	da 1.7 a 1.6
	da 1.6 a 1.5
	da 1.5 a 1.4
	da 1.4 a 1.3
	da 1.3 a 1.2
	da 1.2 a 1.1
	da 1.1 a 1
	da 1 a 0.9
	da 0.9 a 0.8
	da 0.8 a 0.7
	da 0.7 a 0.6
	da 0.6 a 0.5
	da 0.5 a 0.4
	da 0.4 a 0.3
	da 0.3 a 0.2
	da 0.2 a 0.1
	da 0.1 a 0

Sono evidenziati nelle immagini precedenti gli **elementi strutturali in c.a.** non verificati, quindi **necessitanti di interventi**, ovvero:

- Trave a “Piano Rialzato” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil10-Pil19 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil1-Pil3 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil24-Pil26 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Primo” Pil30-Pil32 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil10-Pil19 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil1-Pil3 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil24-Pil26 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Secondo” Pil30-Pil32 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio;

- Trave a “Piano Terzo” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil10-Pil19 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil1-Pil3 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Terzo” Pil24-Pil26 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil30-Pil32 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil14-Filo 5 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil10-Pil19 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil11-Pil20 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil1-Pil3 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil24-Pil26 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil30-Pil32 – Non verificata a taglio;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil10-Pil19 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil7-Pil9 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil12-Pil14 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil21-Pil23 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil24-Pil26 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Primo” Pil30-Pil32 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione;

- Trave a “Piano Secondo” Pil10-Pil19 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil7-Pil9 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil12-Pil14 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil21-Pil23 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil24-Pil26 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Secondo” Pil30-Pil32 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil10-Pil19 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil7-Pil9 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil12-Pil14 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil21-Pil23 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil24-Pil26 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Terzo” Pil30-Pil32 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil10-Pil19 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil7-Pil9 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil12-Pil14 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil21-Pil23 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil24-Pil26 – Non verificata a flessione;
- Trave a “Piano Lastrico Solare” Pil30-Pil32 – Non verificata a flessione;
- Trave Pil8-Pil9 da rinforzare sia a taglio che a flessione;
- Setti in c.a. del vano ascensore da rinforzare sia a taglio che a flessione.

VERIFICA DI SICUREZZA AI CARICHI SISMICI ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

Appurato sperimentalmente un congenito comportamento non lineare della muratura, per la valutazione del suo comportamento sotto sisma è stata svolta un'analisi **statica non lineare (pushover)**. Oltre a questa è stata anche effettuata un'analisi sismica lineare (**analisi dinamica modale**) per valutare il comportamento sotto sisma della struttura in c.a. interna.

Dapprima, però, è necessario valutare la sicurezza del complesso strutturale nei confronti di **meccanismi locali** e quindi effettuare una valutazione sui possibili dissesti locali, che possono interessare singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione e impegnano i pannelli murari stessi prevalentemente fuori dal loro piano medio.

ANALISI CINEMATICA LINEARE MURATURA

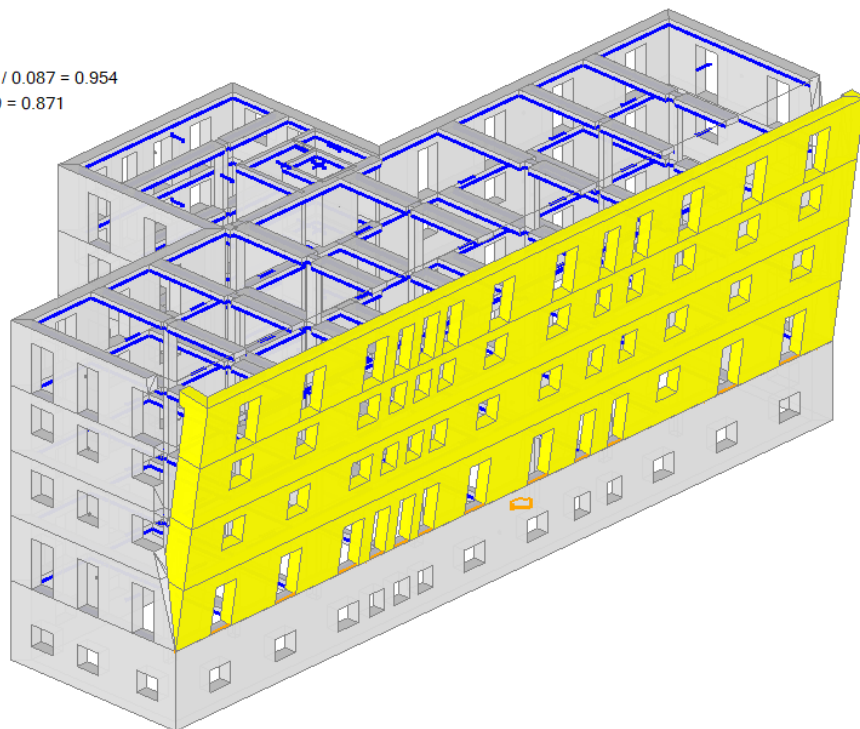
Sono stati valutati otto cinematismi di ribaltamento semplice che riguardano diverse pareti in muratura della struttura e un cantonale. I risultati, in termini di indici di rischio relativo alla PGA, sono esposti nelle immagini seguenti e si rileva che tutte le verifiche agli Stati Limite di interesse sono risultate soddisfatte.

01. Cinematismo
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.044$

■ SLV

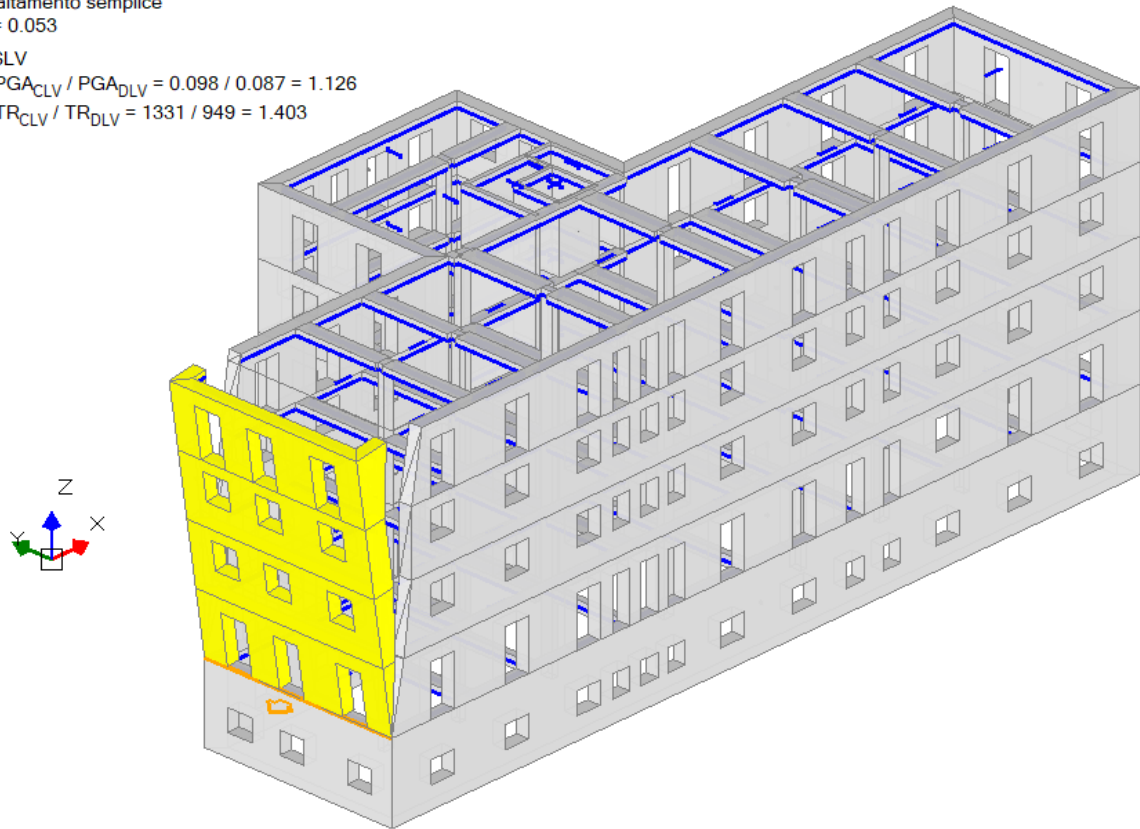
$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.083 / 0.087 = 0.954$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 827 / 949 = 0.871$$



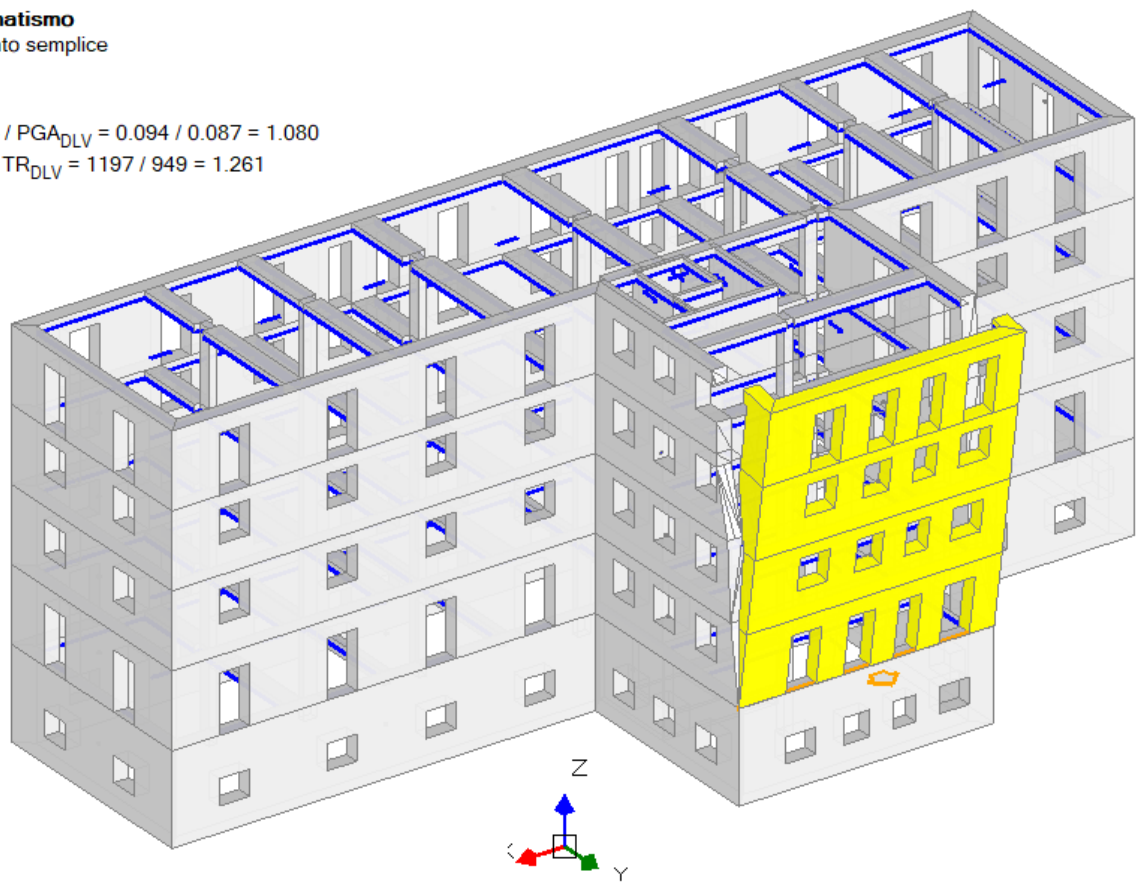
02. Cinematismo
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.053$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.098 / 0.087 = 1.126$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1331 / 949 = 1.403$



03. Cinematismo
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.051$

■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.094 / 0.087 = 1.080$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1197 / 949 = 1.261$



04. Cinematismo

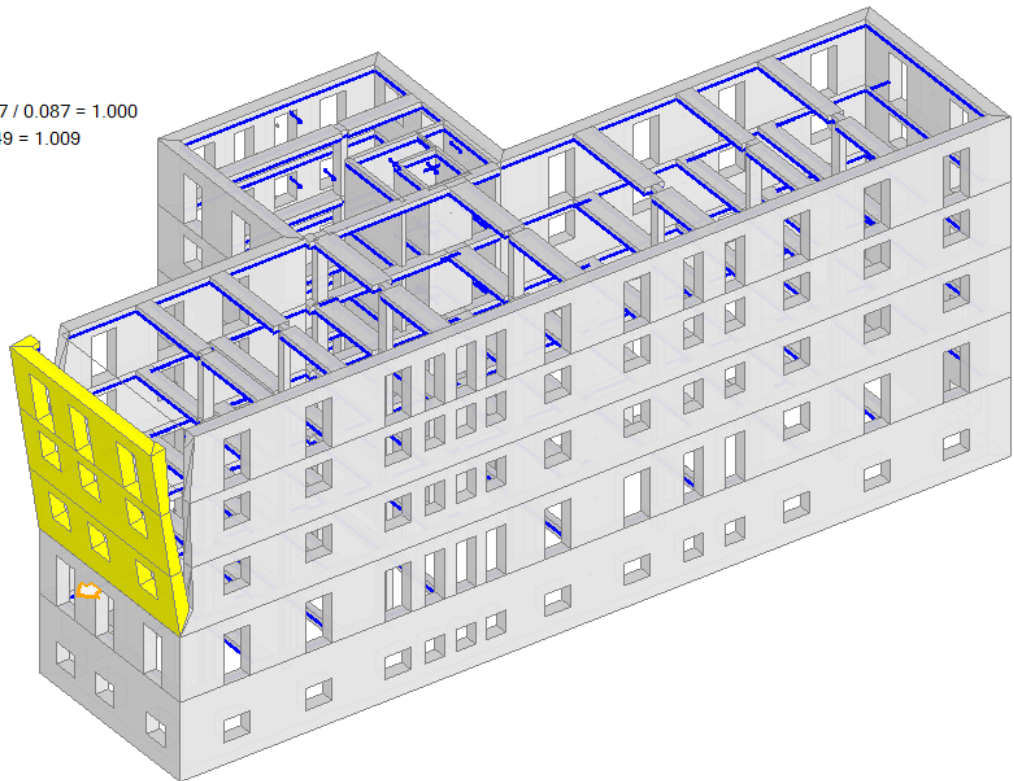
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.072$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.087 / 0.087 = 1.000$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 958 / 949 = 1.009$$



05. Cinematismo

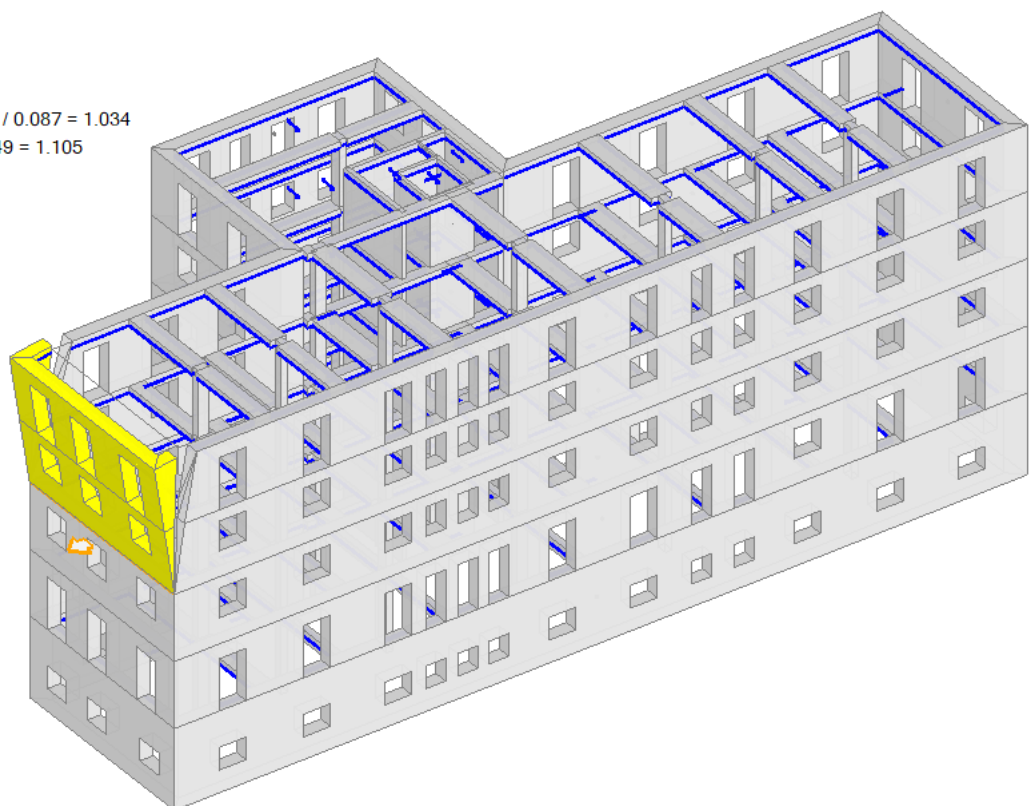
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.112$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.090 / 0.087 = 1.034$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1049 / 949 = 1.105$$



06. Cinematismo

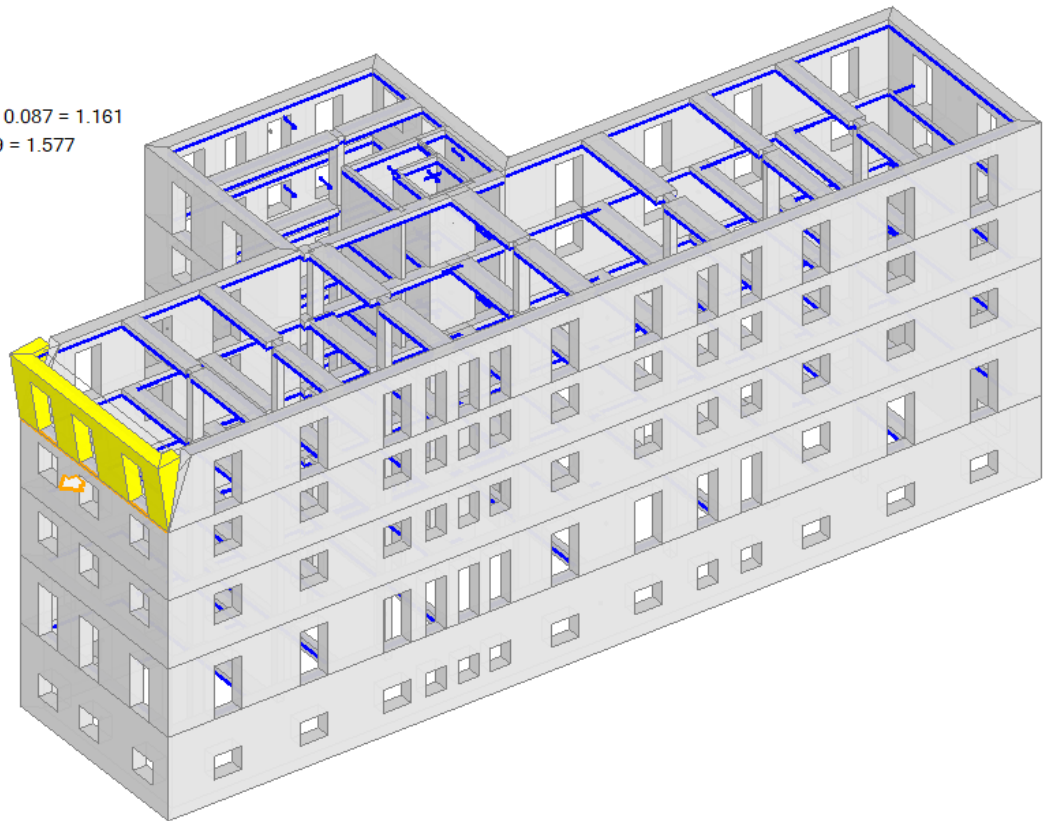
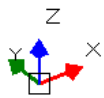
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.196$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.101 / 0.087 = 1.161$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1497 / 949 = 1.577$$



07. Cinematismo

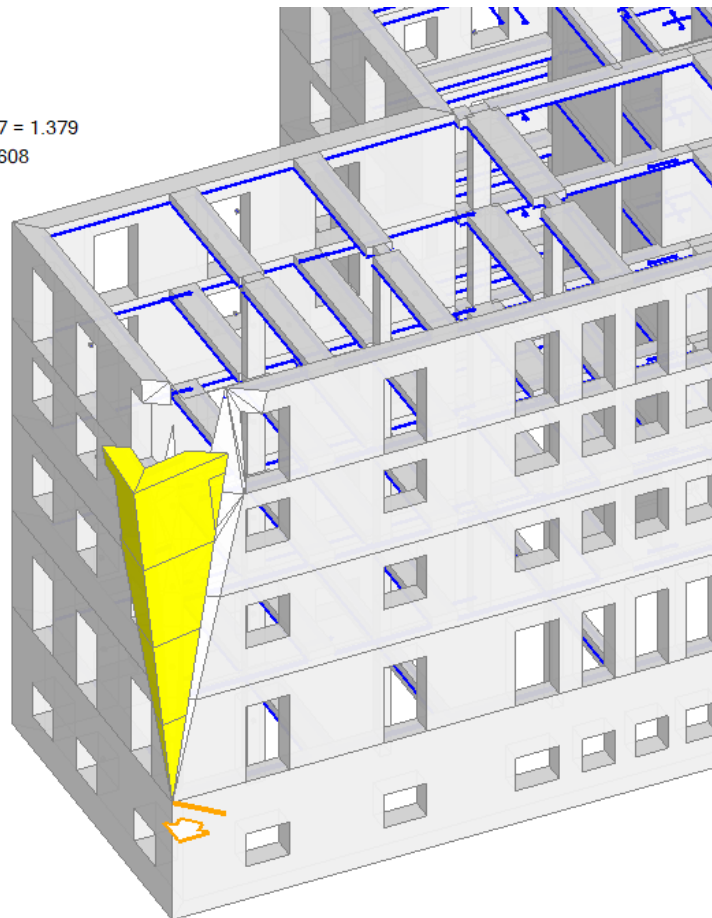
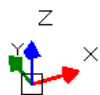
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.086$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.120 / 0.087 = 1.379$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$



08. Cinematismo

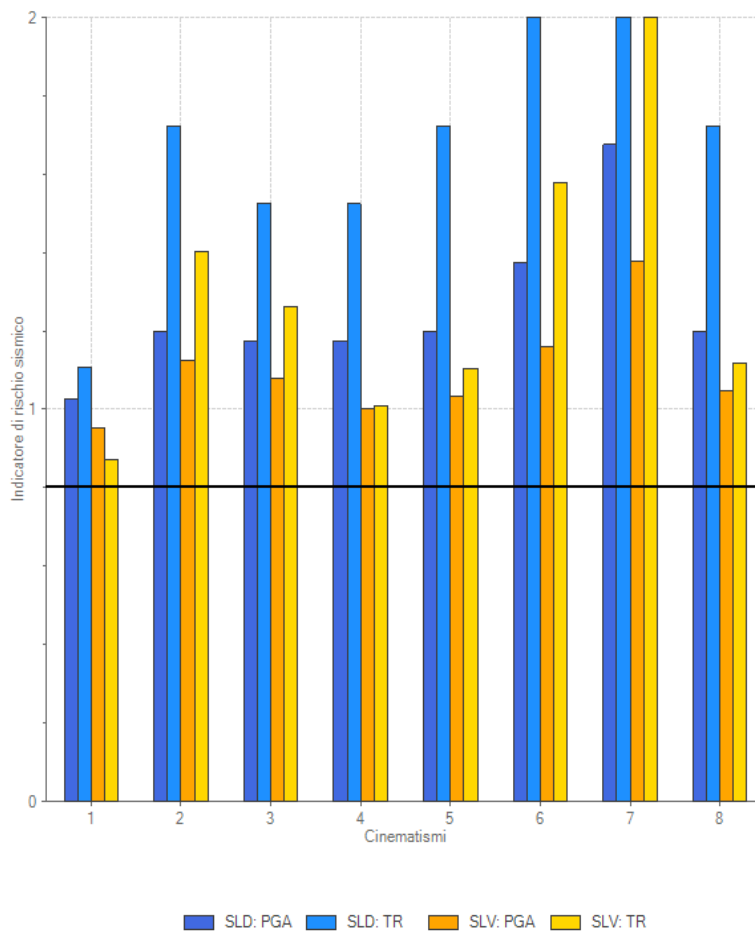
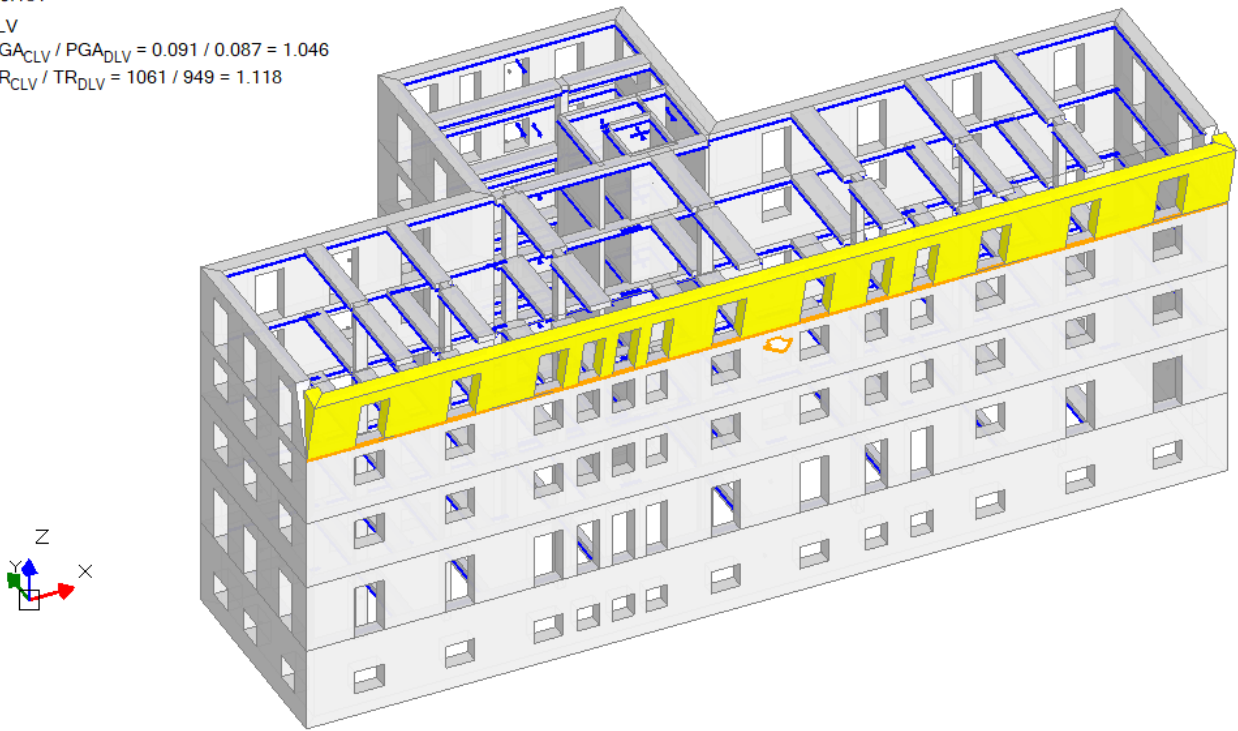
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.181$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.091 / 0.087 = 1.046$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1061 / 949 = 1.118$



ANALISI STATICA NON LINEARE MURATURA (PUSHOVER)

Il comportamento della struttura sotto i carichi sismici è stato valutato con **un'analisi statica non lineare (pushover)**, in conformità con il par. 7.3.4.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le costruzioni". **Considerando, a vantaggio di sicurezza, un modello strutturale in cui il 100% del sisma è agente sulla struttura in muratura** (molto più rigida di quella in c.a.), i risultati sono di seguito esposti. Il livello di sicurezza della costruzione, in conformità al par. 8.3 delle NTC 2018, è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione, in termini di PGA, ai vari stati limite di interesse.

Edificio Esistente in muratura

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico ζ_E sia ≥ 0.800 per i casi c) e), e $\zeta_E \geq 1.000$ per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede: $\zeta_E \geq 0.800$

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	1.424
SLD	1.450
SLV	1.034

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 0.800$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	1.034
SLV: Resistenza nel piano	1.034
SLO: Rigidezza (spostamenti)	1.424
SLD: Resistenza nel piano	1.450
SLD: Resistenza fuori piano	1.450
SLD: Rigidezza (spostamenti)	1.450

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.033	60
SLD	0.040	101
SLV	0.087	949

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO	0.047	1.424	160	2.667
SLD	0.058	1.450	287	2.842

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.058	1.450	287	2.842
Resistenza fuori piano del pannello	0.058	1.450	287	2.842

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.090	1.034	1037	1.093
Resistenza fuori piano del pannello	0.090	1.034	1037	1.093

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO	1.424	2.667
SLD	1.450	2.842
SLV	1.034	1.093

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 2

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) V_R = V_N * C_U: 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

TR_{CLV} (anni) = 1037 anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * ln(1-PV_R):

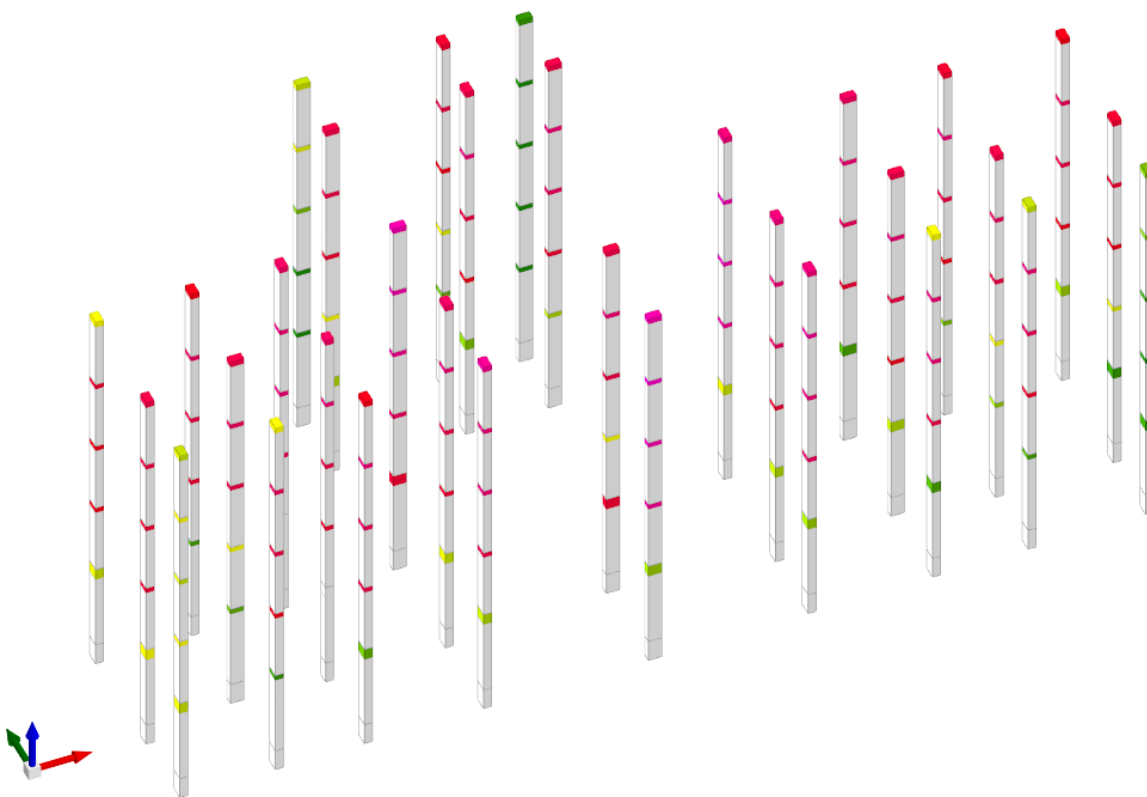
V_{RC} (anni) = 109.3 anni

T_{INT} (anni) = 54.6 anni

ANALISI DINAMICA MODALE CON FATTORE DI COMPORTAMENTO MURATURA E C.A..

Per la struttura in calcestruzzo armato, invece, è stata svolta un'analisi dinamica modale valutando l'aliquota di sisma agente sulla struttura in c.a., mediante il software "Sismicad" della Concrete S.r.l..

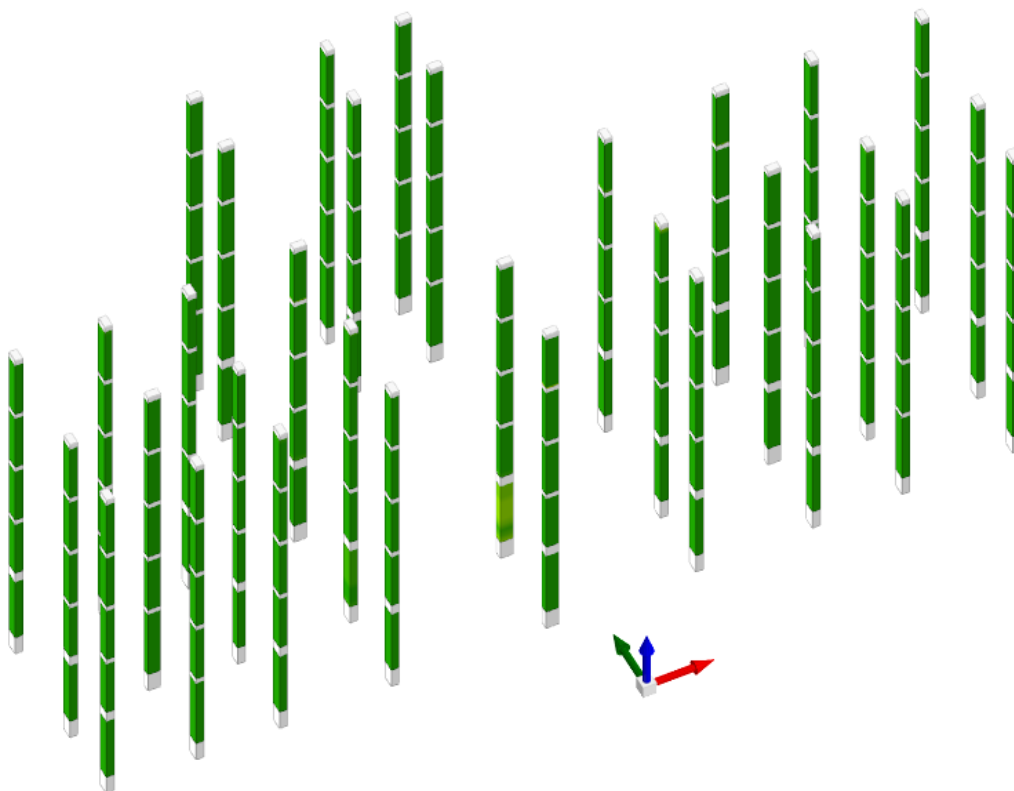
Per la valutazione della sicurezza deve essere effettuata una verifica, controllando che, per i **nodi non interamente confinati**, le massime tensioni di trazione e di compressione diagonali che si sviluppano nel calcestruzzo siano inferiori alle corrispondenti resistenti, come indicato nel par. C8.7.2.3.5 della Circolare n.7, del 21 gennaio 2019. Data la configurazione degli elementi trave e colonna costituenti l'edificio in esame, nessun nodo risulta essere interamente confinato, secondo la definizione data al par. 7.4.4.3 delle NTC 2018 e per tale motivo **sono stati verificati tutti i nodi**. Poiché la struttura in esame è stata progettata senza l'adozione di criteri di progettazione antisismica, risulta dalle analisi che la maggior parte di essi non risulta verificato, come si evince dall'immagine seguente.



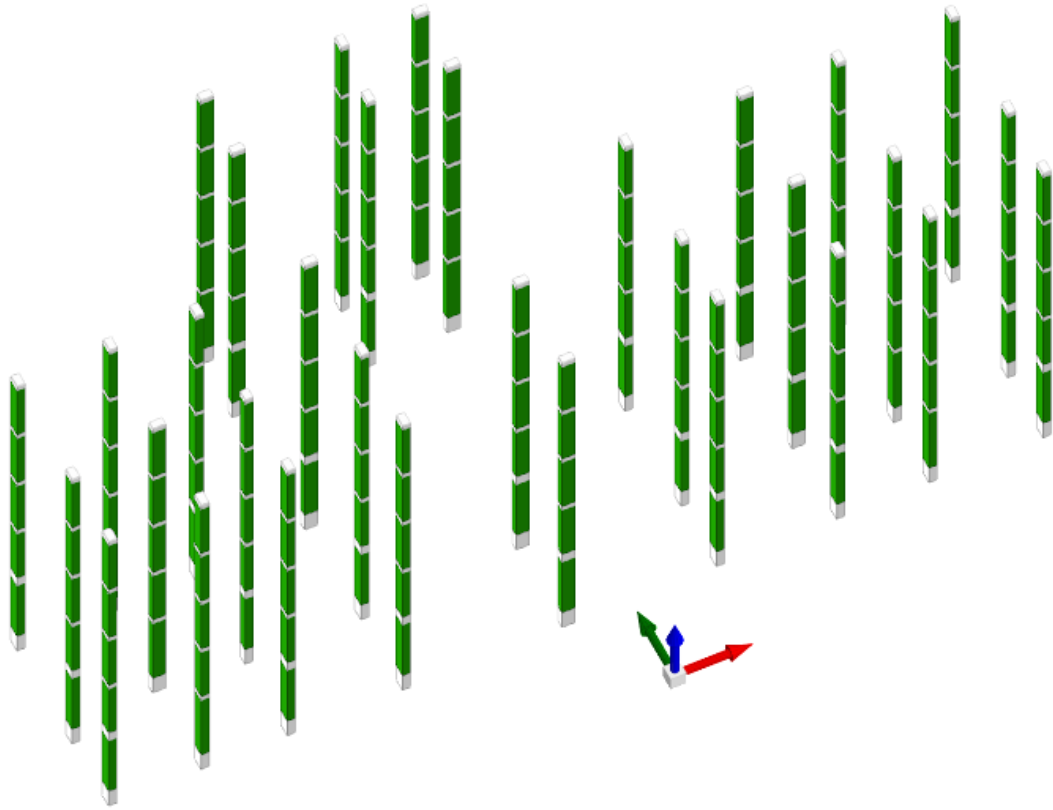
Verifica nodi dei pilastri in c.a. - vista del lato esposto a lato nord-ovest

Mappatura colori	
da 2 a 1.9	
da 1.9 a 1.8	
da 1.8 a 1.7	
da 1.7 a 1.6	
da 1.6 a 1.5	
da 1.5 a 1.4	
da 1.4 a 1.3	
da 1.3 a 1.2	
da 1.2 a 1.1	
da 1.1 a 1	
da 1 a 0.9	
da 0.9 a 0.8	
da 0.8 a 0.7	
da 0.7 a 0.6	
da 0.6 a 0.5	
da 0.5 a 0.4	
da 0.4 a 0.3	
da 0.3 a 0.2	
da 0.2 a 0.1	
da 0.1 a 0	

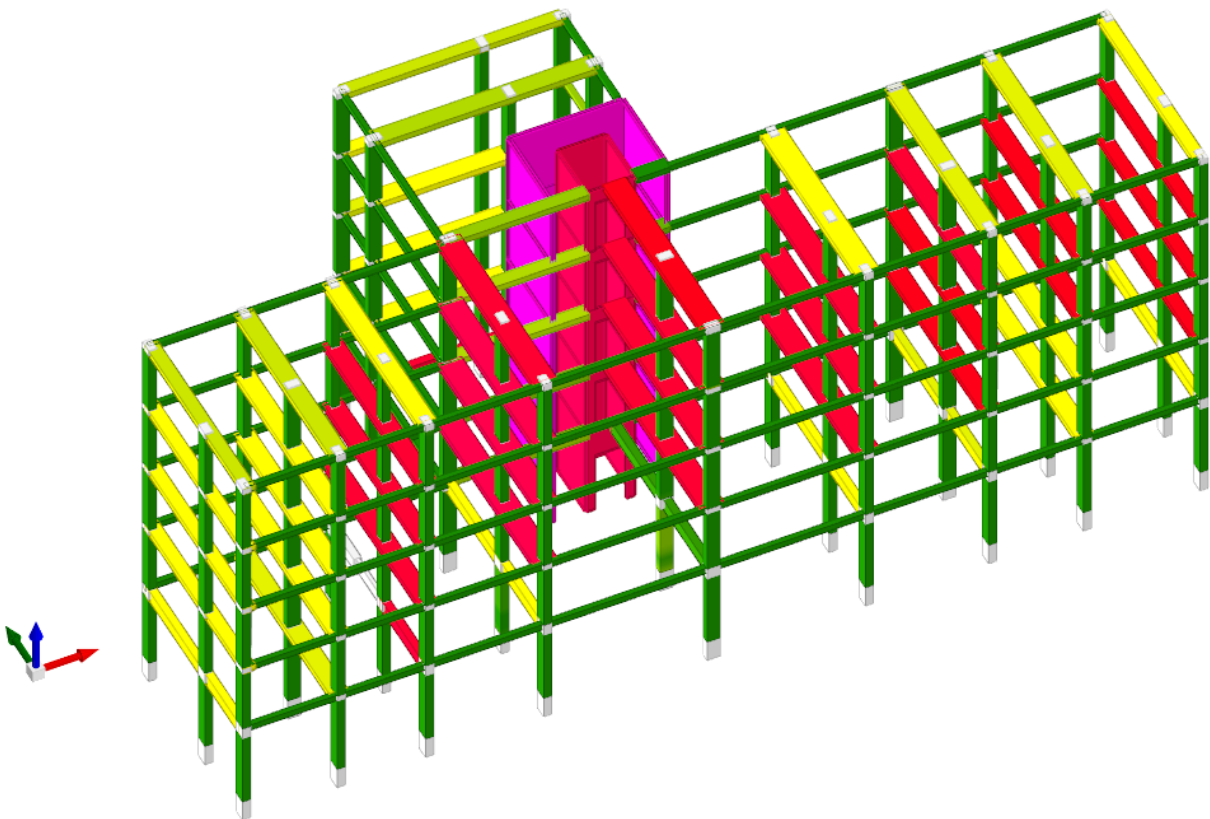
Sotto i carichi sismici, inoltre, a flessione e a taglio è stata riscontrata la seguente situazione dei pilastri, delle travi e delle pareti in c.a..



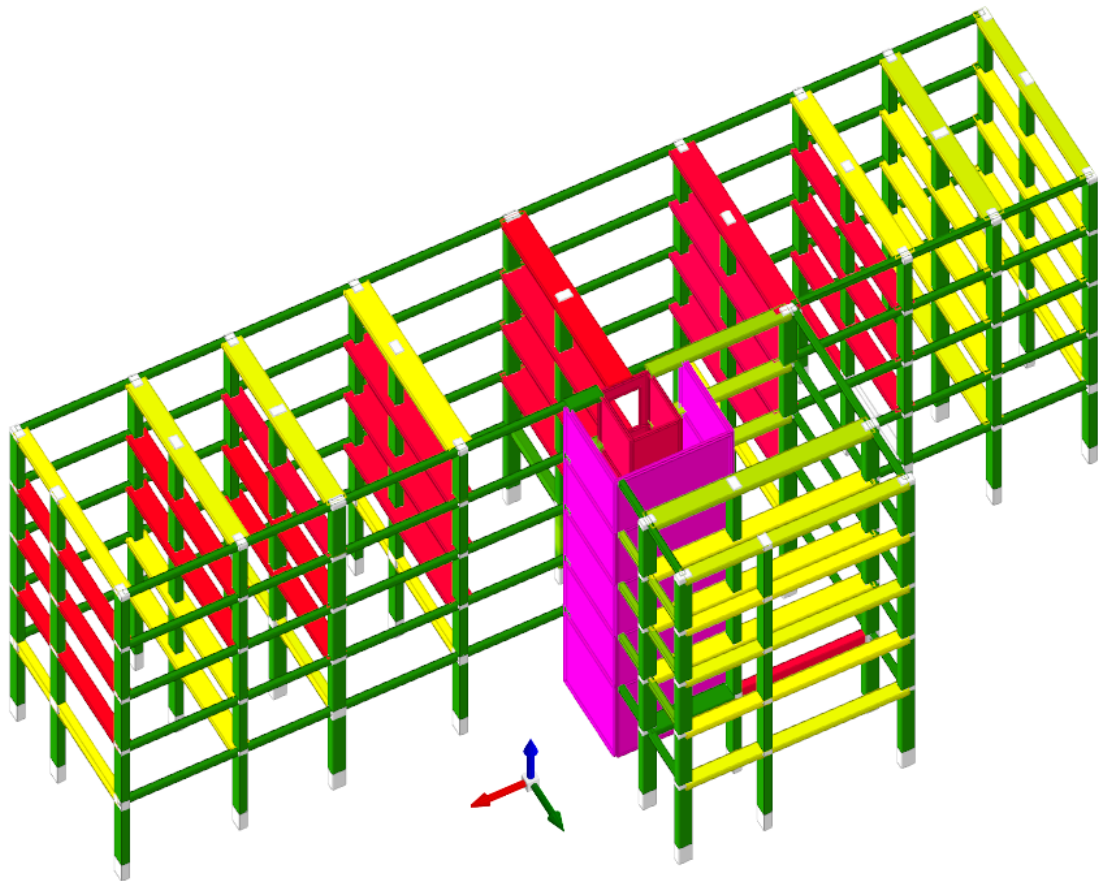
Verifica a flessione sismica dei pilastri in c.a. - vista del lato esposto a lato nord-ovest



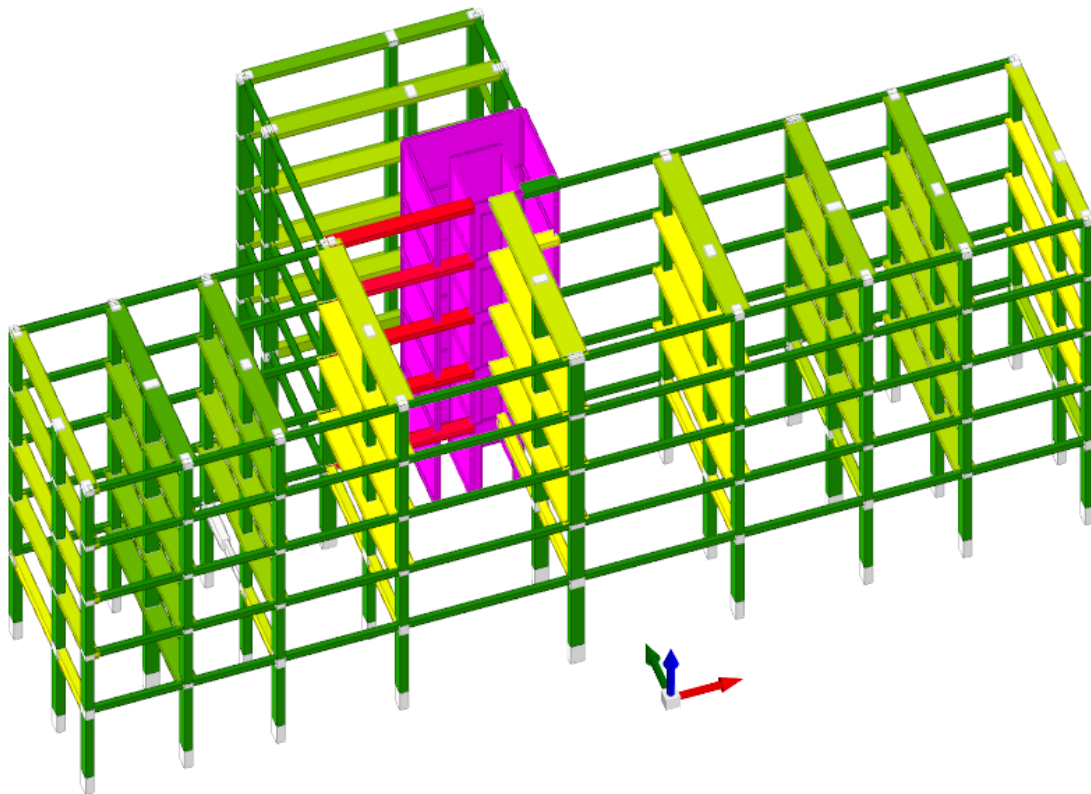
Verifica a taglio sismico dei pilastri in c.a. - vista del lato esposto a lato nord-ovest



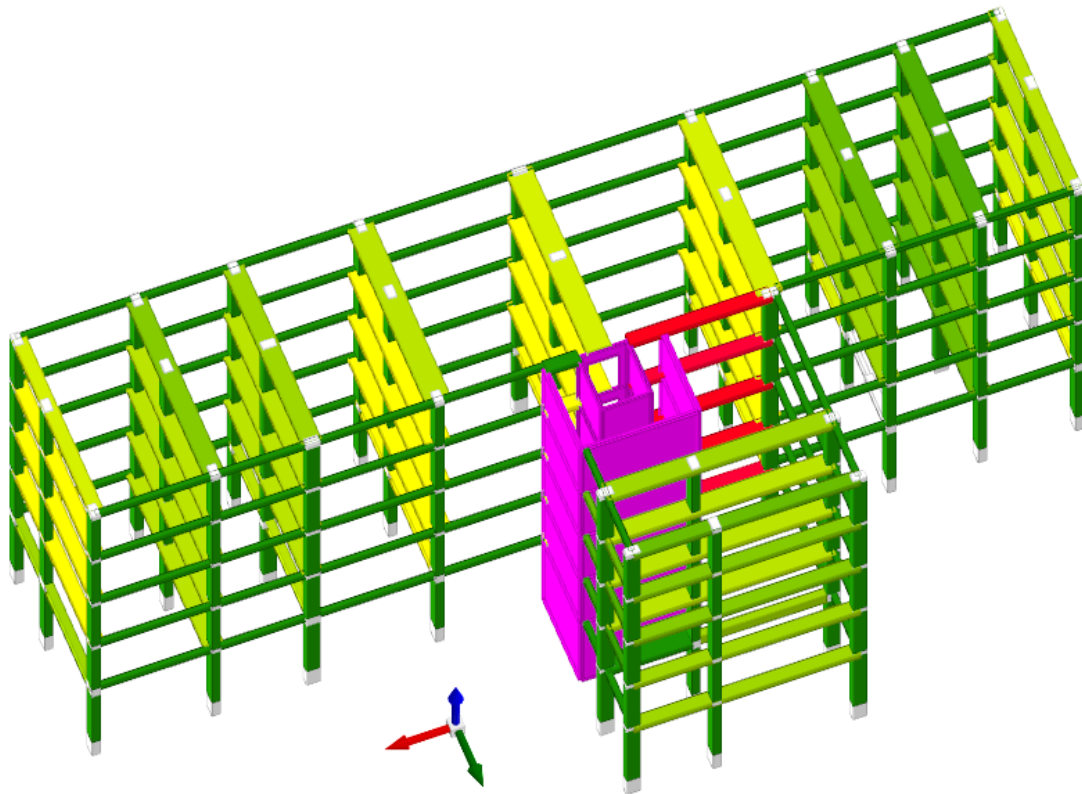
Verifica a flessione sismica - vista del lato esposto a lato nord-ovest



Verifica a flessione sismica - vista del lato esposto a lato nord-est



Verifica a taglio sismico - vista del lato esposto a lato nord-ovest



Verifica a taglio sismico - vista del lato esposto a lato nord-est

Come si evince dalle immagini, **gli elementi trave e pilastro sottoposti ai carichi sismici e non verificati per gli stessi, sono solo alcuni tra quelli che non sono verificati anche ai carichi gravitazionali.**

Per tale motivo, **gli elementi strutturali in c.a. necessitanti di interventi** da prendere in considerazione, saranno gli stessi elencati nel paragrafo precedente, relativo alla “verifica di sicurezza ai carichi gravitazionali ante-operam con struttura completamente operativa”.

Lo stesso discorso può essere fatto per la **parete in c.a. del vano ascensore.**

Invece, la **parete in c.a. del vano scala**, non è verificata solo ai carichi sismici, quindi andrà rinforzata in riferimento agli stessi.

10) CRITICITA' COSTRUTTIVE

1) Difformità rispetto al progetto depositato

In base al rilievo architettonico fornito dalla stazione appaltante e agli elaborati strutturali reperiti dal sottoscritto RTP, sono state eseguite misurazioni geometriche della struttura.

Sono state **riscontrate le seguenti difformità** rispetto al progetto depositato:

- alcuni pilastri, ovvero i nn. 5, 15, 17, 18, 25, 26 sono stati ruotati di 90° a tutte le tese;
- alcuni pilastri sono stati spostati con conseguente mutamento della lunghezza di alcune travi;
- un pilastro, ovvero il Pilastro n.8 è stato realizzato di sezione 30x40 cm invece che 30x50 cm (sezione prevista in progetto) a tutte le tese;
- al calpestio piano rialzato, la trave tra il pilastro n.8 e n.9, sembra essere calata di sezione 15x50 cm ed avere una foratura adibita al passaggio di impianti nella sua spina, per poi essere affiancata da 30 cm di fascia piena;
- alcune travi calate a piano rialzato sono poi state realizzate piatte, invece che calate come previsto in progetto, ovvero quelle tra il Pil4-Pil5-Pil6, tra il Pil15-Pil19 e tra il Pil27-Pil28-Pil29;
- non è mai stata riportata nella documentazione di progetto la trave Pil 14 - Filo 1 - Filo 5, ovvero la trave "reggettone" della scala (la trave reggi-scala a quota solaio di piano);
- si è rilevata una scala d'ingresso in accostamento alla struttura, non presente negli elaborati di progetto. Tale scala è l'ingresso dell'attuale Commissariato di Polizia ed necessaria per salire dal piano terreno e piano rialzato;
- è presente il torrino con il suo solaio di copertura.

Si può comunque dire che hanno confermato "grossomodo" la rispondenza dello stato dei luoghi alla documentazione grafica.

2) Stati conservativi delle strutture

Le strutture si presentano in uno stato conservativo che potremmo definire MEDIO, per quanto il **processo di carbonatazione del calcestruzzo** sia diffusamente presente.

Le principali criticità si hanno:

- nei **pilastrini a piano interrato**, soprattutto nella zona "a rustico" (es. da Pil 1 a Pil 9), dove il **processo di risalita di umidità**, incrementato dalla poca areazione dei vani, ha portato a fenomeni di rottura di copriferro e fuoriuscita del ferro di armatura.



Fenomeni di degrado nel Pilastro 3 a piano interrato.

- sul **solaio di copertura del torrino**, che risulta fortemente degradato con velette a sbalzo di **calcestruzzo in distacco**, quindi arrecanti potenziale pericolo per la loro caduta. Tali distacchi, oltre che dagli agenti atmosferici, sono sicuramente stati determinati dai **tiranti metallici dell'antenna** poggiante sul solaio, che hanno determinato sollecitazioni non compatibili con la struttura esistente.

3) Murature in tufo del torrino in falso su solaio di lastrico solare

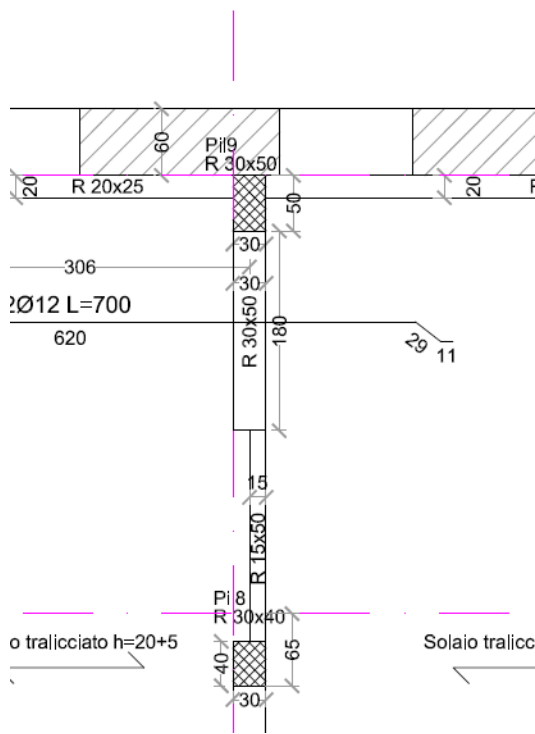
Le murature di compagnia del torrino, a contorno del pianerottolo di arrivo del vano scala, sono formate da un concio di tufo, sul quale insistono le travi ed il solaio di copertura dello stesso torrino. Tali murature, a loro volta, scaricano in falso sul solaio di lastrico solare.

Tale criticità dovrà essere risolta, tramite il rinforzo del solaio sottostante nei punti interessati oppure, come sarebbe meglio, tramite la demolizione e ricostruzione del solaio di calpestio del torrino, con diversa modalità di scarico alle strutture sottostanti.

4) Trave con geometria anomala su solaio di piano rialzato

Su solaio di piano rialzato tra il pilastro 8 ed il pilastro 9, invece che una trave calata 30x50 cm (come quasi in tutto tale impalcato), è presente una trave 30x50 cm, che circa a metà campata, si riduce a 15x50 cm.

Tale anomalia dovrà essere risolta con il rinforzo di tale campata di trave.



4) Sofferenza a taglio delle travi

Dalle analisi è stato appurato che, gli elementi più fragili della struttura sono le travi, le quali risultano spesso non verificate a taglio.

Si dovrà procedere al loro rinforzo, per es. tramite l'applicazione di fibre di carbonio.

5) Nodi trave - pilastro

Un problema tipico delle strutture in c.a. sono i punti di connessione tra travi e pilastro. I nodi trave - pilastro risultano spesso non verificati. Sarebbe opportuno procedere alla loro cerchiatura,

per es. tramite l'applicazione di fibre di carbonio. C'è però da considerare, che tali regioni della struttura in c.a. possono non entrare in gioco nella condizione sismica, poiché, come detto in precedenza, la maggior parte dell'azione sismica viene assorbita dalla struttura muraria, la quale risulta molto più rigida della struttura in calcestruzzo armato. Potrà quindi essere considerata l'eventualità di non prendere in considerazione le non verifiche di tali elementi sotto l'effetto dell'azione sismica.

6) Rigidezza delle pareti in c.a.

Dalle analisi è stato appurato che gran parte della forza sismica incide sulla struttura a maggior rigidezza, ovvero la muratura.

La parte di sisma incidente sulle strutture in c.a., insiste sulle pareti in c.a. a contorno del vano scala e vano ascensore. Tali pareti sono molto sottili e debolmente armate e dovranno essere rinforzate, per es. tramite cerchiatura o tramite l'applicazione di fibre di carbonio.

11) SCHEDA DI SINTESI E DETERMINAZIONE DEGLI INDICI DI RISCHIO

MURATURA CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

La verifica ai carichi gravitazionali allo SLU ha dato risultato positivo, come si evince dagli elaborati di calcolo in allegato.

Pertanto si procede alla determinazione dell'indicatore di rischio sismico.

Indicatori di Rischio sismico ξ_E in termini di PGA

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico ζ_E sia ≥ 0.800 per i casi c) e), e $\zeta_E \geq 1.000$ per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede: $\zeta_E \geq 0.800$

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 0.800$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	1.034
SLV: Resistenza nel piano	1.034
SLO: Rigidezza (spostamenti)	1.424
SLD: Resistenza nel piano	1.450
SLD: Resistenza fuori piano	1.450
SLD: Rigidezza (spostamenti)	1.450
SLV: Cinematismo	0.954
SLD: Cinematismo	1.025

Pertanto, il livello di sicurezza della struttura in muratura è quantificato attraverso il seguente valore di ξ_E :

$$\xi_{E,MURATURA} = 0.954$$

CALCESTRUZZO ARMATO CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

La verifica ai carichi gravitazionali allo SLU non ha dato esito positivo, come si evince dai paragrafi precedenti e dagli elaborati di calcolo in allegato. Pertanto è necessario dapprima consolidare e/o rinforzare gli elementi strutturali non verificati ai carichi gravitazionali.

Indicatori di Rischio sismico ξ_E in termini di PGA

Verifica di elementi dotati di indicatori di rischio sismico mediante analisi con fattore q

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.2.4 e § C8.7.1

Accelerazioni e tempi di ritorno

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S^*ST$) PGA,SLVrif = 0.087
Accelerazione di aggancio SLO ($ag/g_{SLO} \cdot S^*ST$) PGA,SLOrif = 0.034
Tr,SLVrif = 949 anni
Tr,SLOrif = 60 anni

Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di ζE corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.605
Trave a "Piano Rialzato" Pil14-Filo4
Taglio gravitazionale 4053.4
Taglio sismico 2594.9
Taglio ultimo 5622.2
Combinazione SLV 8
Campata 3
Sezione a distanza 12.7
Tempo di ritorno 252 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.581$
PGA 0.056
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.639$
Fattore di accelerazione $fa = 0.6393$

Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.27
Trave a "Piano Rialzato" Pil10-Pil15
Momento flettente gravitazionale -482297.9
Momento flettente sismico -144388.1
Momento ultimo -521295.6
Combinazione SLV 1
Campata 1
Sezione a distanza 25
Tempo di ritorno 42 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.279$
PGA 0.029
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.335$
Fattore di accelerazione $fa = 0.3353$

Rottura di un nodo

Moltiplicatore: 0
Pilastrata Pil10
Combinazione SLD 1
Sezione a quota 707.5
Tempo di ritorno 0 anni
Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0$
PGA 0
Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0$
Fattore di accelerazione $fa = 0$

Raggiungimento dello spostamento limite di interpiano

Moltiplicatore: 3.822
Combinazione SLO 9

tra Nodo 8312 e Nodo 11255
 Tempo di ritorno 858 anni
 Indicatore $iTr=(Tr/Tr,SLOrif)^{.41} = 2.976$
 PGA 0.084
 Indicatore $iPGA=PGA/PGA,SLOrif = 2.505$

Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	iPGA (ζ_E)	TR	$(TR/TRrif)^{.41}$	fa
Trave a "Piano Rialzato" Pil14-Filo4	Taglio	0.605	SLV 8	0.0555	0.6393	252	0.5806	0.6393
Trave a "Piano Rialzato" Pil10-Pil15	Flessione	0.27	SLV 1	0.0291	0.3353	42	0.2785	0.3353
Pilastrata Pil2	Taglio	5.689	SLV 9	0.1197	1.3789	2475	1.4814	1.3789
	Flessione	1.82	SLV 9	0.1197	1.3789	2475	1.4814	1.3789
Parete Fondazione - LS	Taglio nuclei	0.93	SLV 12	0.0816	0.9398	780	0.9227	0.9398
	Pressoflessione nuclei	0.429	SLV 16	0.0397	0.4575	99	0.3959	0.4575
Parete Fondazione - LS	Taglio travi	25.038	SLV 1	0.1197	1.3789	2475	1.4814	1.3789
	Pressoflessione travi	0.462	SLV 8	0.0456	0.525	144	0.4616	0.525
Pilastrata Pil10	Nodi	0	SLD 1	0	0	0	0	0

Pertanto, **il livello di sicurezza della struttura in calcestruzzo è quantificato attraverso il seguente valore di ξ_E :**

$$\xi_{E,C.A.} = 0.3353$$

C'è da precisare che i nodi trave-pilastro non sono stati presi in considerazione nella determinazione del livello di sicurezza della struttura in c.a., in quanto **la maggior parte dell'azione sismica viene assorbita dalla struttura muraria**, la quale risulta molto più rigida della struttura in calcestruzzo armato. Potrà quindi essere considerata l'eventualità di non prendere in considerazione le non verifiche di tali nodi travi-pilastri sotto l'effetto dell'azione sismica.

In definitiva, **il livello di sicurezza dell'intero complesso strutturale è quantificato attraverso il seguente valore di ξ_E :**

$$\xi_{E,TOT} = 0.3353$$

12) CLASSIFICAZIONE DEL RISCHIO SISMICO AI SENSI DEL D.M. 28/02/2017

STRUTTURA ANTE-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

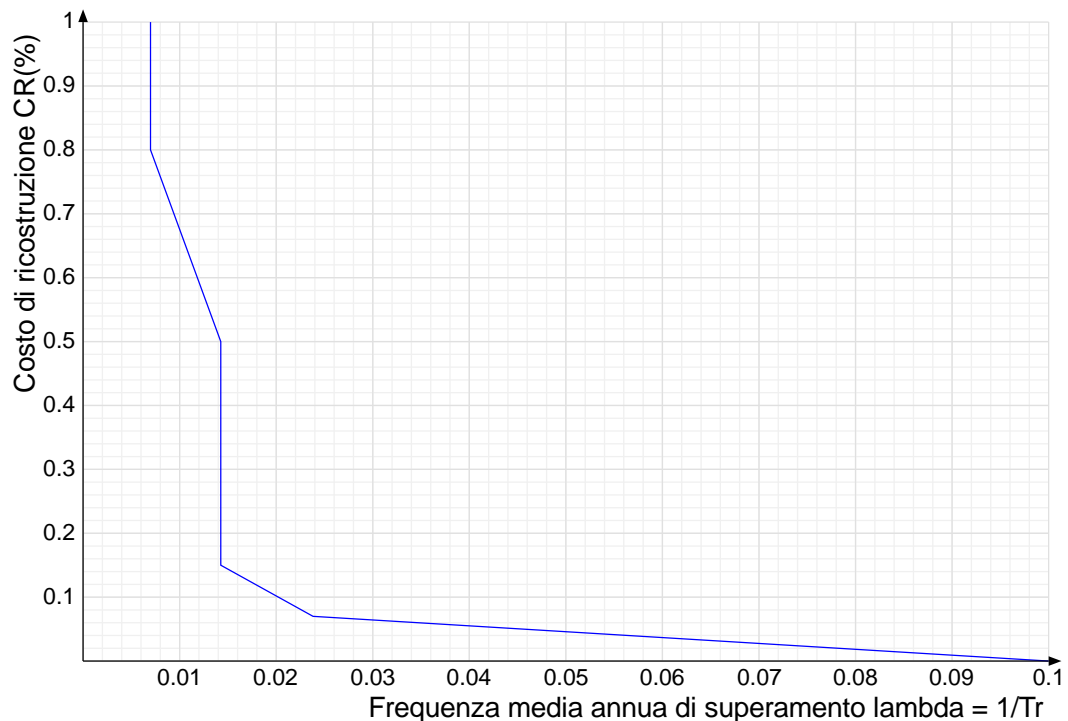
TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V	Tipo rottura	Segnalazioni
42	949.122	1.543	C	33.526	D	flessione travi	

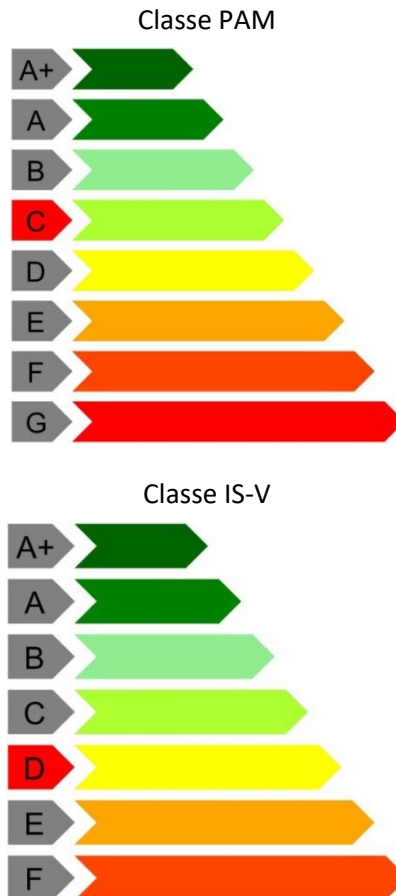
Perciò la classe di rischio sismico è la "D".

Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

λ_{SLR}	λ_{SLC}	λ_{SLV}	λ_{SLD}	λ_{SLO}	λ_{SLID}
0.006986	0.006986	0.014257	0.014257	0.02381	0.1

Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)





Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Desc.: descrizione.

Stato limite: (C.A.) tipologia di verifica analizzata.

Molt.: moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite.

Comb.: combinazione.

PGA: accelerazione al suolo.

iPGA (ζE): indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).

TR: tempo di ritorno.

$(TR/TRrif)^{\lambda}$.41: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

fa: fattore di accelerazione.

Trave: titolo della trave.

Verifica: stato di verifica.

Pressoflessione: dati della verifica a pressoflessione.

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza a flessione.

iTR: indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno.

Elemento: elemento che fa parte della verifica della parete.

Taglio: dati della verifica a taglio.

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza a taglio.

Titolo: titolo della verifica della parete.

TR,C: periodo di ritorno di capacità.

TR,Rif: periodo di ritorno di riferimento.

PAM: perdita media annua attesa.

Classe PAM: classe di rischio PAM.

IS-V: indice di sicurezza.

Classe IS-V: classe di rischio IS-V.

Tipo rottura: tipo di rottura che fornisce il valore minimo degli elementi considerati.

Segnalazioni: eventuali segnalazioni.

λ ,SLR: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Ricostruzione.

λ ,SLC: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Collasso.

λ ,SLV: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di salvaguardia della Vita.

λ ,SLD: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Danno.

λ ,SLO: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Operatività.

λ ,SLID: frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Inizio Danno.

STRUTTURA POST-OPERAM CON STRUTTURA COMPLETAMENTE OPERATIVA

Coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

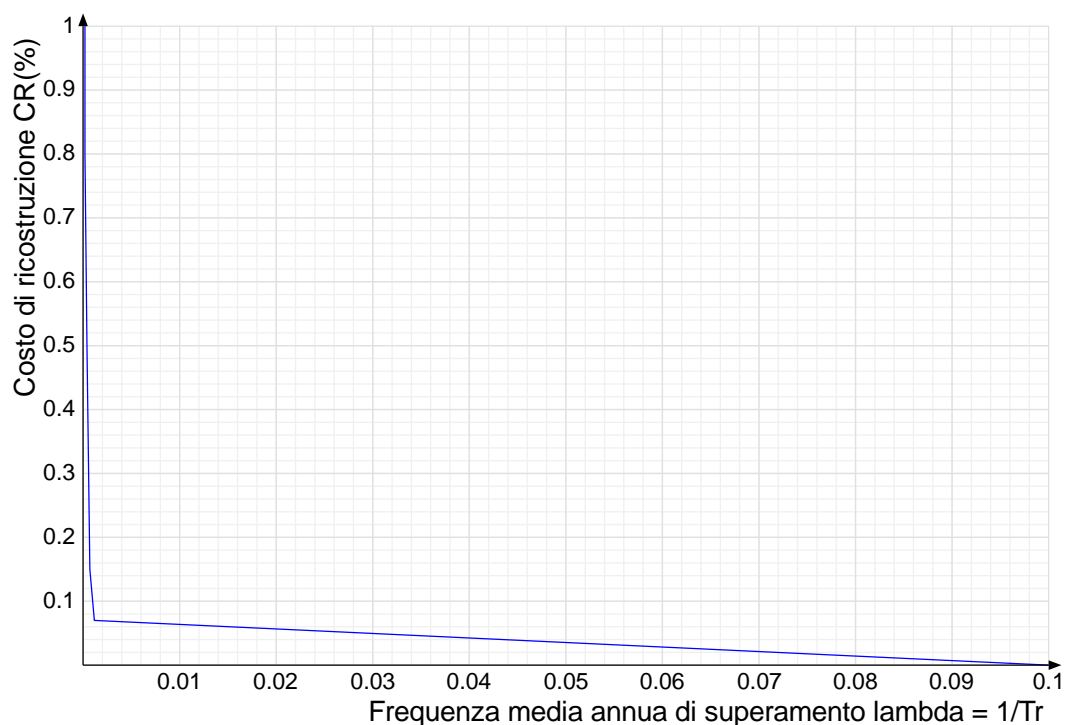
TR,C	TR,Rif	PAM	Classe PAM	IS-V	Classe IS-V
2475	949.122	0.394	A+	137.888	A+

Perciò la classe di rischio sismico è la "A+".

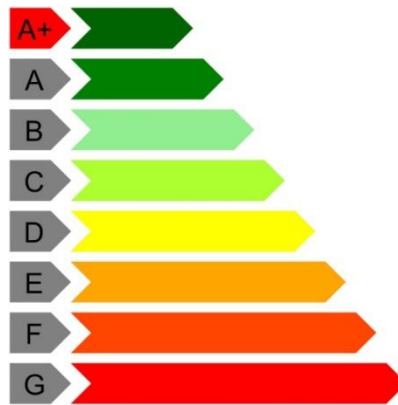
Coefficienti λ relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 65 07/03/2017

λ ,SLR	λ ,SLC	λ ,SLV	λ ,SLD	λ ,SLO	λ ,SLID
0.000198	0.000198	0.000404	0.000698	0.001166	0.1

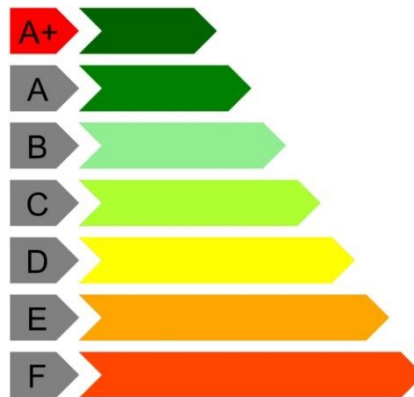
Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annua Media Attesa)



Classe PAM



Classe IS-V



Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

- Desc.:** descrizione.
- Stato limite:** (C.A.) tipologia di verifica analizzata.
- Molt.:** moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite.
- Comb.:** combinazione.
- PGA:** accelerazione al suolo.
- iPGA (ζE):** indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).
- TR:** tempo di ritorno.
- (TR/TRrif)^.41:** indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.
- fa:** fattore di accelerazione.
- Trave:** titolo della trave.
- Verifica:** stato di verifica.
- Pressoflessione:** dati della verifica a pressoflessione.
- Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a flessione.
- iTR:** indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno.
- Taglio:** dati della verifica a taglio.
- Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a taglio.
- TR,C:** periodo di ritorno di capacità.
- TR,Rif:** periodo di ritorno di riferimento.
- PAM:** perdita media annua attesa.
- Classe PAM:** classe di rischio PAM.
- IS-V:** indice di sicurezza.
- Classe IS-V:** classe di rischio IS-V.
- Tipo rottura:** tipo di rottura che fornisce il valore minimo degli elementi considerati.
- Segnalazioni:** eventuali segnalazioni.
- λ,SLR:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Ricostruzione.
- λ,SLC:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Collasso.
- λ,SLV:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di salvaguardia della Vita.
- λ,SLD:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Danno.
- λ,SLO:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Operatività.
- λ,SLID:** frequenza media annua di superamento in Stato Limite di Inizio Danno.

13) PREVISIONE DI MASSIMA DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO ED INDIVIDUAZIONE DEGLI INTERVENTI URGENTI

Nella situazione attuale, ovvero con un'operatività solo a piano seminterrato e rialzato e con le restanti parti a rustico, è stata appurata la presenza di **criticità in condizione statica** su alcuni elementi strutturali.

In particolare, a seguito dello svolgimento di un'analisi statica non sismica sulla struttura in c.a., vi è la necessità di avviare **interventi urgenti su alcune travi in c.a. di piano rialzato**, adibite oggi a sopportare un carico maggiore di quello per il quale sono state progettate. Tali travi, elencate con indicazione della tipologia di non verifica ed il relativo coefficiente di sicurezza, sono le seguenti:

- Trave a “Piano Rialzato” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.837;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil17-Filo5-8 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.594;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil21-Pil23 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.715;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil12-Pil14 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.837;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil29 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.839;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil14-Filo 4 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.754;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a taglio – C.S. = 0.860;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil27-Pil28 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.798;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil10-Pil15 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.617;
- Trave a “Piano Rialzato” Pil11-Pil20 – Non verificata a flessione – C.S. = 0.754;
- Trave Pil8-Pil9 da rinforzare sia a taglio che a flessione.

E' da sottolineare che tali criticità afferiscono a problemi statici (non sotto l'effetto sismico) della struttura nella situazione attuale, **per questo risultano urgenti**.

La destinazione d'uso attuale dell'immobile, ovvero Ufficio aperto al pubblico (variata in aggravio rispetto a quella di progetto), l'impostazione di una **Classe d'uso IV** e lo **stato di vetustà dei materiali**, hanno determinato una variazione sostanziale delle condizioni di carico e di resistenza.

Tali mutamenti hanno determinato il sopraggiungere di tali non verifiche statiche.

Tali considerazioni portano a ritenere che si configuri una situazione in cui **gli interventi sulle travi di piano rialzato siano urgenti** e debbano portare ad **un'immediata limitazione d'utilizzo della struttura, la quale non dovrà prevedere situazioni di affollamento e/o ingente carico.**

Ad ogni modo, si consiglia di programmare gli interventi di rinforzo definitivi, facendoli possibilmente coincidere con quelli dell'intera struttura, per la risoluzione globale delle criticità riscontrate.

Per tali elementi, in via puramente esemplificativa, potrà essere previsto come intervento di riparazione e/o consolidamento, atto ad aumentare la loro resistenza sia tagliente che flessionale, la seguente lavorazione.

CONFINAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI MEDIANTE FRP

Gli FRP (Fiber Reinforced Polimers), ovvero i polimeri fibro-rinforzati, possono essere lavorati in lamine, barre e tessuti. Questi ultimi sono i più utilizzati e presentano numerosi vantaggi, quali:

- resistenza a sforzi di trazione superiori a quelli sopportati dalle barre di armatura in acciaio da cemento armato;
- peso proprio molto ridotto (densità pari circa ad un quarto di quella dell'acciaio);
- facile lavorabilità;
- spessore minimo che non altera sostanzialmente le dimensioni degli elementi strutturali (dunque la rigidità rimane invariata);
- assenza di corrosione.

Le fasi di lavoro sono le seguenti:

- spicconatura di intonaco e successiva preparazione del supporto;
- applicazione, in corrispondenza delle zone più sollecitate degli elementi strutturali, di primer epossidico bicomponente specifico in modo da consolidare superficialmente il calcestruzzo per una larghezza da entrambi gli spigoli;
- applicazione a spatola di adesivo epossidico bicomponente per incollaggi strutturali nelle zone primerizzate in precedenza;
- posizionamento di fasce realizzate con fibra di carbonio (FRP – Fiber Reinforced Polymers) uni e/o quadriassiale.



Nel caso di **struttura completamente operativa**, ovvero con un'occupazione di tutti i piani e con i solai allo stato finito, i carichi sono molto maggiori rispetto alla situazione attuale. Già sotto i carichi gravitazionali, infatti, molte più travi necessitano di interventi di riparazione e/o consolidamento, non solo a piano rialzato (vedere il paragrafo relativo alla “verifica di sicurezza ai carichi gravitazionali ante-operam con struttura completamente operativa”). In più vi sono le pareti del vano ascensore a tutte le tese e il pilastro maggiormente caricato (Pil18) in corrispondenza della prima tesa, che hanno problemi a flessione e taglio. Per tali elementi si può prevedere, in via puramente esemplificativa, il seguente tipo di intervento, oltre quello precedentemente descritto.

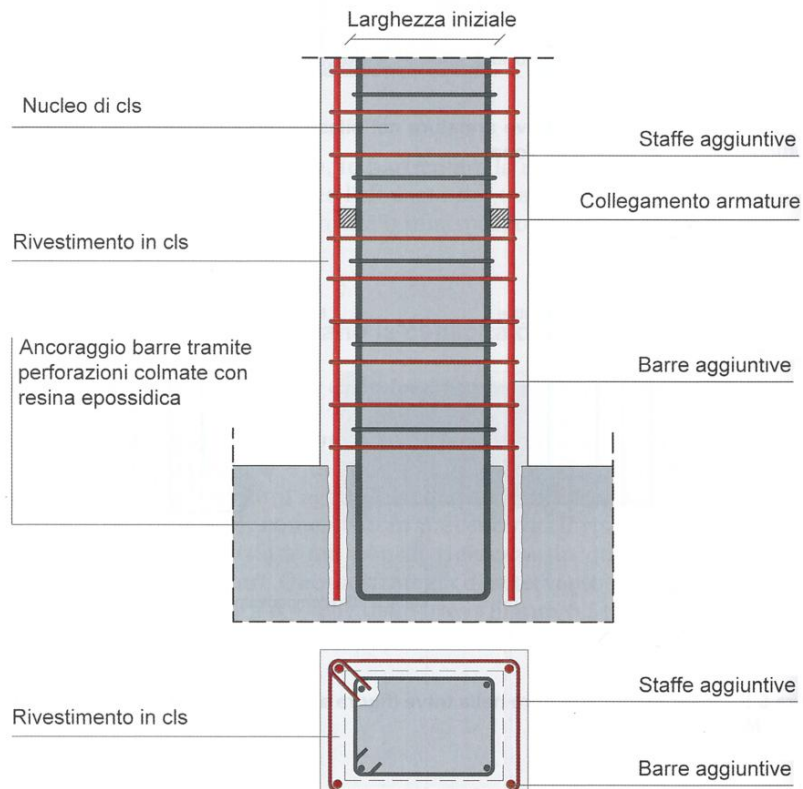
INCAMICIATURA IN C.A.

Tale intervento prevede un rivestimento del pilastro che prevede la messa in opera di armatura aggiuntiva (longitudinale e trasversale) con successivo getto di calcestruzzo. Si possono conseguire i seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della rigidità, dovuto all'incremento della sezione dell'elemento strutturale;
- aumento della resistenza flessionale, grazie all'inserimento di un'appropriata armatura longitudinale aggiuntiva che deve essere opportunamente resa solidale alle barre verticali esistenti;
- aumento della resistenza a taglio, grazie all'aggiunta di armatura trasversale;
- aumento della capacità deformativa (duttilità), dovuta al maggior confinamento della sezione.

Le fasi di lavoro sono le seguenti:

- demolizione dell'eventuale calcestruzzo del copriferro degradato sulle parti a vista del pilastro, comunque sulla superficie oggetto d'intervento;
- rimozione delle eventuali parti degradate e di tutte le parti instabili;
- iniezione delle eventuali lesioni interne al nucleo;
- spazzolatura dei ferri d'armatura e di tutte le superfici oggetto d'intervento, con successivo trattamento mediante idropulitrice e applicazione di malta cementizia anticorrosiva a protezione dei ferri di armatura;
- fasciatura con nuova armatura longitudinale e trasversale;
- pulizia e abbondante umidificazione (senza saturazione) della superficie del supporto;
- ricostruzione del copriferro con malta fibrorinforzata (ad alte prestazioni) a ritiro compensato.



CONFINAMENTO NODO IN C.A. TRAVE-PILASTRO MEDIANTE FRP

Per quanto concerne i nodi trave-pilastro, è comunemente riconosciuto che rappresentano una regione estremamente critica in strutture soggette a carichi sismici; per tale motivo sono state sviluppate negli anni diverse metodologie per il loro consolidamento e/o rinforzo. Un esempio, che

rappresenta anche la metodologia più utilizzata, è sempre quella del loro confinamento mediante FRP (Fiber Reinforced Polymers), consistente nell'intervenire su tali nodi con le seguenti fasi di lavoro:

- spicconatura di intonaco e successiva preparazione del supporto;
- applicazione, in corrispondenza dei nodi, di primer epossidico bicomponente specifico in modo da consolidare superficialmente il calcestruzzo per una larghezza da entrambi gli spigoli;
- applicazione a spatola di adesivo epossidico bicomponente per incollaggi strutturali nelle zone primerizzate in precedenza;
- posizionamento di fasce realizzate con fibra di carbonio (FRP - Fiber Reinforced Polymers) uni e quadriassiale.

