

B.F. PROGETTI Studio Associato

INGEGNERIA, ARCHITETTURA E GEOLOGIA

di: Ing. Pierluigi Betti, Ing. Andrea Fedi, Ing. Luciano Lambroia,
Ing. Giacomo Martinelli, Arch. Chiara Nostrato, Geol. Sandro Pulcini

Viale Adua 320, Pistoia Tel. e fax 0573/24323, P.Iva. 01579540475

mail: info@bfprogetti.eu, web: www.bfprogetti.eu

COLLABORATORI: Ing. Alessandro Trinci, Ing. Massimo Pellegrini, Dott. Ing. Sergio Livi

I TECNICI :

ING. PIERLUIGI BETTI

ING. GIACOMO MARTINELLI

COMUNE DI SAN CASCIANO VAL DI PESA

MIGLIORAMENTO / ADEGUAMENTO SISMICO E
ADEGUAMENTO ALLA PREVENZIONE INCENDI DELLA
SCUOLA SECONDARIA DI PRIMO GRADO "I. NIEVO" – 1°
STRALCIO

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE STRUTTURE

| REV. | DESCRIZIONE | DATA |
|------|-------------|------|
| | | |
| | | |

NUMERO DI PROTOCOLLO-UFFICIO COMPETENTE

CONSULENZA IMPIANTI:

Studio Tecnico Associato

Mannelli - Ginanni - Andreini

servizi di progettazione, ingegneria e
consulenza tecnica

Via Dino Campana, 162 - 51100 Pistoia (PT)

Tel. 0573 939480 - e-mail:

studiotecnicomga@gmail.com

Studio tecnico operante con sistema qualità
certificato ISO 9001

COMMITTENTE:

**COMUNE DI SAN CASCIANO
IN VAL DI PESA**

Via Machiavelli, 56

**CITTÀ METROPOLITANA DI
FIRENZE (FI)**

TAVOLA N.

3.RS

DATA: MAGGIO 2019

RELAZIONE TECNICA SPECIALISTICA OPERE STRUTTURALI

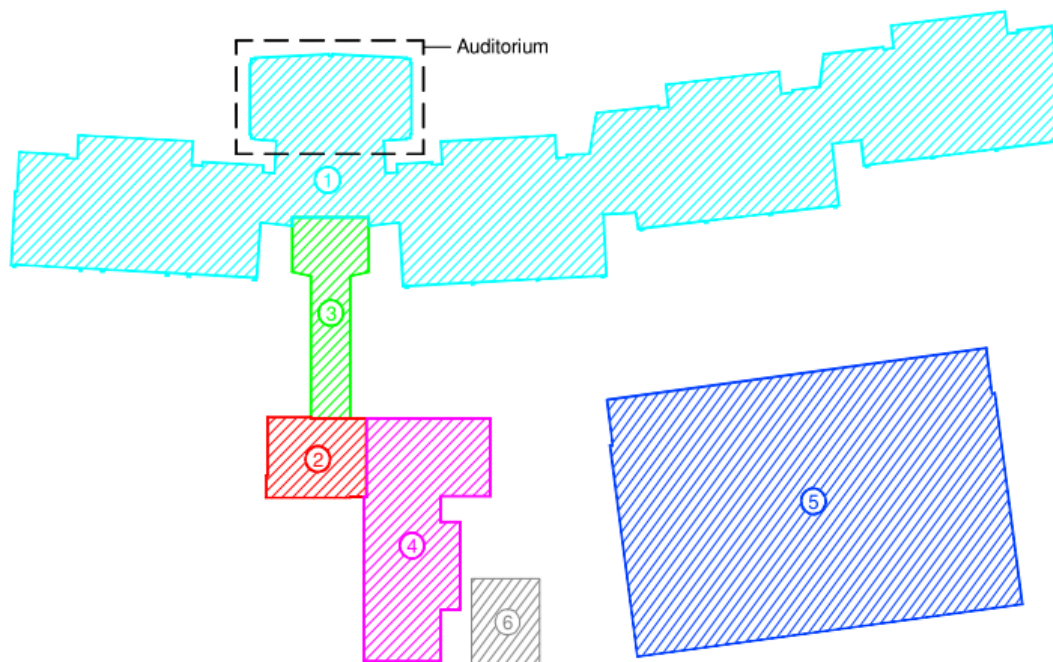
La presente relazione tratta le opere relative all'intervento di **miglioramento/adeguamento sismico di parte della Scuola Secondaria di primo grado "Ippolito Nievo"** posta in via della Libertà Comune di San Casciano Val di Pesa (FI).

1. VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO ALLO STATO ATTUALE

Caratteristiche strutturali allo stato attuale

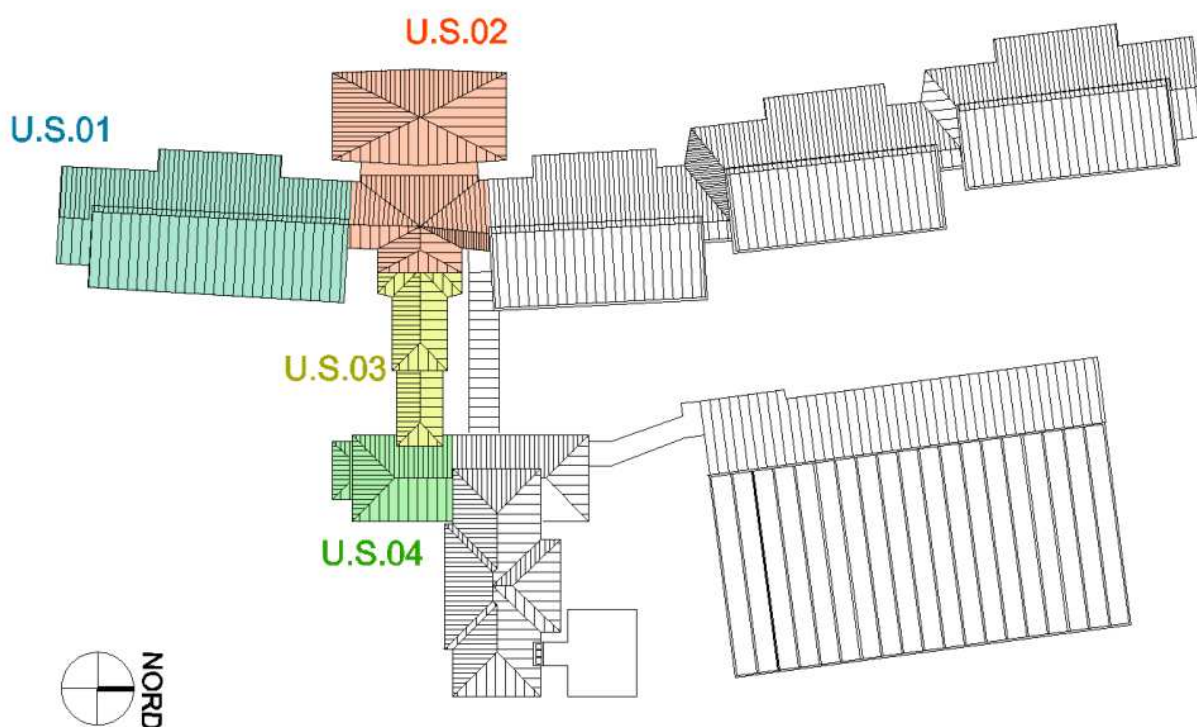
Allo stato attuale la scuola si presenta come un unico plesso edilizio costituito da n.6 corpi funzionali contraddistinti da destinazioni d'uso diversa. L'elemento che caratterizza l'intelo polo scolastico è la differenza di quota altimetrica tra i vari corpi di fabbrica.

- Corpo 1: zona adibita essenzialmente ad aule e laboratori, con struttura portante in calcestruzzo armato. Comprende al suo interno un ambiente adibito ad attività didattiche di vario genere (auditorium);
- Corpo 2: zona adibita ad ingresso e segreteria, con struttura portante in calcestruzzo armato;
- Corpo 3: zona contenente la rampa di scale e corridoio di collegamento tra corpo 2 e corpo 1, oltre alla rampa di scale di accesso al piano primo del corpo 1; la struttura portante è essenzialmente in muratura;
- Corpo 4: zona adibita uso uffici, contenente il locale presidenza ed un laboratorio d'arte. Al piano interrato risulta essere presente la centrale idrica; risulta avere una struttura portante mista in muratura e calcestruzzo armato;
- Corpo 5: zona adibita uso palestra e servizi annessi, con struttura portante in calcestruzzo armato.
- Corpo 6: zona contenente la centrale termica, con struttura portante scatolare in calcestruzzo armato.



Planimetria generale dei vari corpi funzionali

Il progetto prevede il **miglioramento sismico** di parte del Corpo 1 (zona est e auditorium) e l'**adeguamento sismico** del corpo 2 e corpo 3. Per maggiore chiarezza i corpi di fabbrica vengono di seguito rinominati come unità strutturali separate tra loro mediante giunti strutturali (si veda immagine di seguito).



Unità strutturali oggetto di intervento

L'unità strutturale **US01** è costituita da una struttura in calcestruzzo armato a telaio di due piani fuori terra, con fondazioni a plinto e travi rovesce, poste su livelli altimetrici diversi. Il livello delle fondazioni è solo parzialmente accessibile a causa della morfologia del terreno su cui nasce la struttura, ovvero su un pendio. I solai sono in latero cemento (incluso livello di piano terra) e allo stato di fatto è presente una soletta di 4 cm ma non armata. La copertura, anch'essa in laterocemento, poggia su dei muretti i quali a sua volta poggiano sul solaio in laterocemento di sottotetto.

L' **US02** nella zona dell'atrio centrale che la collega alla US01, alla US03 e alla zona del blocco aule non oggetto di intervento ha caratteristiche analoghe a quella dell'US.01. La zona rimanente della US02 che va a costituire l'ex-auditorium è costituita da telai in calcestruzzo armato disposti perimetralmente, con copertura della stessa tipologia descritta precedentemente (solai in latero cemento inclinati poggianti su muretti). Questa parte della US02 presenta però un solo piano fuori terra, con altezza di interpiano maggiore di quella del blocco aule (circa 4.5m contro i 3.5m del piano terra del blocco aule).

L'unità strutturale **US03** è costituita da una struttura in muratura portante in mattoni pieni che si estende principalmente lungo una direzione. Presenta un solo piano fuori terra ad eccezione della zona in cui vede collocato il vano scala, la quale risulta essere di due piani fuori terra e presenta un locale a piano primo con struttura in c.a., caratterizzata da pilastri di elevata snellezza. E' separata dalle unità strutturali limitrofe con giunti statici di limitato spessore. Le fondazioni sono di tipo a nastro e sono poste su livelli diversi, seguendo l'andamento geomorfologico del terreno.

L'unità strutturale **US04** è costituita da una struttura a telai in calcestruzzo armato, e presenta dei tamponamenti costituiti da muratura in mattoni pieni a due teste. Risulta avere un solo piano fuori terra e fondazioni di tipo plinto collegati con travi rovesce, poste sotto le murature perimetrali. E' separata dalle unità strutturali limitrofe con giunti statici di limitato spessore.

Normativa di riferimento

Il quadro normativo complessivo di riferimento per la **progettazione strutturale** è rappresentato dalle **Aggiornamenti delle Norme Tecniche per le costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018)**, e dalla Circolare ministeriale n. 7 del 21 gennaio 2019.

Raccolta documentazione e analisi storico-critica

La ricerca documentale è stata eseguita da BF Progetti durante le fasi iniziali di progettazione definitiva, mediante una ricerca presso l'Archivio Storico del Comune, l'archivio dell'Ufficio Tecnico, e il Genio Civile. Di seguito si riporta quanto reperito.

- Relazione – Verbale di visita e certificato di collaudo "PRIMO LOTTO", redatta dalla commissione di collaudo costituita dal Dott. Ing. Mario Gaudio e il Dott. Francesco Francalanza, il 30 ottobre 1982;
- Relazione – Verbale di visita e certificato di collaudo "SECONDO LOTTO", redatta dalla commissione di collaudo costituita dal Dott. Ing. Mario Gaudio e il Dott. Francesco Francalanza, il 30 ottobre 1982;
- Libretti delle misure inerenti la contabilità dei lavori eseguiti.

AMMINISTRAZIONE COMUNALE
DI
SAN CASCIANO VAL DI PESA
(Provincia di Firenze)

OPERE: di edilizia scolastica.-
LEGGE: 28 Luglio 1967 n°641.-
LAVORI: di costruzione dell'edificio per Scuola Media nel Capoluogo.-
OPERE PRINCIPALI - SECONDO LOTTO
IMPRESA: Società Cooperativa fra Lavoratori Edili "UNITA'" con Sede in Certaldo (Firenze).-
CONTRATTO: N°5934 di Repertorio in data 25 Maggio 1973.-
ATTO DI SOTTOMISSIONE: stipulato in data 26 Novembre 1974.-
RELAZIONE - VERBALE DI VISITA E CERTIFICATO DI COLLAUDO
A) RELAZIONE:
-PREMESSE:
- Per sopperire alla necessità di realizzare un edificio da destinare alla Scuola Media del Capoluogo, il Comune di S.Casciano Val di Pesa - per il tramite del proprio Ufficio Tecnico - provvedeva alla redazione di un progetto generale per il complessivo importo di £.347.500.000= nonchè di un primo lotto funzionale

SCIEU. Sec. Coop. Lavoratori Edili Uniti
Dott. Ing. Mario Gaudio
Dott. Francesco Francalanza

AMMINISTRAZIONE COMUNALE
DI
SAN CASCIANO VAL DI PESA
(Provincia di Firenze)

OPERE: di edilizia scolastica.-
LEGGE: 9 Agosto 1954 n°645 e 28 Luglio 1967 n°641.-
LAVORI: di costruzione dell'edificio per Scuola Media nel Capoluogo.-
OPERE PRINCIPALI - PRIMO LOTTO
IMPRESA: Società Cooperativa fra Lavoratori Edili "UNITA'" con Sede in Certaldo (Firenze).-
CONTRATTO: N°5575 di Repertorio in data 15 Novembre 1971.-
ATTO DI SOTTOMISSIONE: Stipulato in data 23 Marzo 1974.-
RELAZIONE - VERBALE DI VISITA E CERTIFICATO DI COLLAUDO
A) RELAZIONE:
-PREMESSE:
- Per sopperire alla necessità di realizzare un edificio da destinare alla Scuola Media del Capoluogo, il Comune di S.Casciano Val di Pesa - per il tramite del proprio Ufficio Tecnico - provvedeva alla redazione di un progetto generale per il complessivo importo di £.347.500.000= nonchè di un primo lotto funzionale

SCIEU. Sec. Coop. Lavoratori Edili Uniti
Dott. Ing. Mario Gaudio
Dott. Francesco Francalanza

Certificati di collaudo

Comune di _____

UFFICIO TECNICO

avori di COSTRUZIONE EDIFICIO PER SCUOLA MEDIA NEL
CAPOLUOGO - 1° STRALCIO -

Impresa Soc. Coop. fra Lavoratori Edili UNITÀ - Certaleto

LIBRETTO DELLE MISURE

N. 1 di fogli N. 13

Consegnato in bianco al signor per edile BAGNOLI AUGUSTINO

Addi, 4/4 1972

IL DIRETTORE DEI LAVORI

[Firma]

Restituito all'Ufficio

Visto: IL DIRETTORE DEI LAVORI

ESEGUITA LA REVISIONE TECNICO-CONTABILE
DEL PRESENTE LIBRETTO DI MISURE

IL COLLAUDATORE
[Firma]

Comune di _____

UFFICIO TECNICO

di COSTRUZIONE EDIFICIO PER SCUOLA MEDIA NEL
CAPOLUOGO - 1° STRALCIO -

Impresa Soc. Coop. fra Lavoratori Edili UNITÀ - Certaleto

BRETTO DELLE MISURE

N. 2 di fogli N. 18

ato in bianco al signor per edile BAGNOLI AUGUSTINO

Addi, 4/4 1972

IL DIRETTORE DEI LAVORI

[Firma]

to all'Ufficio

Visto: IL DIRETTORE DEI LAVORI

EFFETTUATA LA REVISIONE TECNICO-CONTABILE
DEL PRESENTE LIBRETTO DI MISURE

IL COLLAUDATORE
[Firma]

Libretti delle misure

Da ciò si evince che:

- Con deliberazione n.320 della seduta del 28 dicembre 1967 il consiglio comunale approvava il progetto generale e quello di primo stralcio per la realizzazione di un edificio da destinare alla Scuola Media del Capoluogo, successivamente approvato dalla giunta provinciale amministrativa con decisione n. 1970 del 29 febbraio 1968;
- la ditta aggiudicatrice dell'incarico per la realizzazione dell'edificio in oggetto risulta essere stata la Società Cooperativa fra Lavoratori Edili "Unità", con gara di appalto conclusa il 6 luglio del 1971; la consegna lavori è avvenuta il 4 aprile del 1972 mentre si sono ultimati in data 20 aprile 1977.

| Dati temporali: | |
|--------------------------------|------------------|
| Approvazione progetto generale | 1967-1968 |
| Consegna dei lavori | 1972 |
| Ultimazione dei lavori | 1977 |
| Verballi di collaudo | 1982 |

Da quella data l'edificio non ha subito sostanziali trasformazioni, fatta eccezione per la realizzazione di un nuovo collegamento con la palestra e nuovo ascensore. Inoltre, nel 2016 la società Sicuring di Firenze ha eseguito le indagini sullo sfondellamento dei solai, individuando 3 livelli di rischio (alto, medio, basso). Il Comune è intervenuto nelle zone a rischio alto mediante l'introduzione di porzioni di controsoffitto antisfondellamento.

Indagini eseguite sui materiali e fattori di confidenza

Per le **COSTRUZIONI IN CA** i livelli di conoscenza coinvolgono tre aspetti:

- Geometria (carpenteria):** Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione, oppure rilievo ex-novo completo
- Dettagli strutturali:**
LC1: Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e LIMITATE (15% elementi) verifiche in situ

LC2: Disegni costruttivi incompleti con LIMITATE (15% elementi) verifiche in situ; oppure ESTESE (35% elementi) verifiche in situ

LC3: Disegni costruttivi completi con LIMITATE verifiche in situ (15% elementi) oppure ESAUSTIVE verifiche in situ (50% elementi)

Si terrà conto delle situazioni ripetitive (riducendo la percentuale indagata).

c) Proprietà dei materiali:

LC1: valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca con LIMITATE prove in situ;

LC2: Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con LIMITATE prove in situ; oppure ESTESE prove in situ

LC3: Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con ESTESE prove in situ; oppure ESAUSTIVE prove in situ

Per prove LIMITATE sul cls. la circolare indica 1 provino/300 mq di piano

Per prove ESTESE sul cls. la circolare indica 2 provini/300 mq di piano

Per prove ESAUSTIVE sul cls. la circolare indica 3 provini/300 mq di piano

La suddetta definizione orientativa dei livelli di rilievo è contenuta nella Tabella C8A.1.3A e nelle relative note esplicative. In particolare si deve tenere in conto delle situazioni ripetitive ed è possibile sostituire alcune prove distruttive (non più del 50%) con un numero almeno triplo di prove non distruttive.

a) GEOMETRIA

In fase di vulnerabilità sismica è stato redatto un preciso rilievo geometrico ex-novo effettuato da *Vega Ingegneria* il quale è stato confrontato con alcune misurazioni effettuate a campione. Poiché il confronto ha avuto un esito positivo, ci siamo basati su tale rilievo per la modellazione della struttura e la progettazione dei successivi interventi-

b) SAGGI e INDAGINI SPEDITIVE (DETTAGLI STRUTTURALI)

Per quanto riguarda le indagini sulle strutture si rimanda a quelle eseguite per lo studio di vulnerabilità sismica.

Poiché è presente il progetto strutturale parziale, tra cui i libretti delle misure **sono sufficienti limitate verifiche in situ**.

Le indagini sono state eseguite dal Laboratorio *4EMME Service s.p.a.*

Indagini eseguite per le verifiche sismiche

Relativamente alle unità strutturali di interesse sono state eseguite:

- US01_US02: n° 21 indagini pacometriche. Tali indagini vengono indicate nella Relazione del Laboratorio Delta eseguite il giorno 17.12.2012 (prova n° 562/FI);
- US03_US04: n° 3 indagini pacometriche. Tali indagini vengono indicate nella Relazione del Laboratorio Delta eseguite il giorno 17.12.2012 (prova n° 562/FI).

Per la localizzazione delle indagini si vedano planimetrie allegate alle indagini della 4EMME Service s.p.a., consegnate in fase di vulnerabilità sismica.

c) CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

Indagini eseguite per le verifiche sismiche

Sono stati eseguiti relativamente alle unità strutturali interessate **7 carotaggi** con prova di schiacciamento (in particolare **5 carotaggi** nelle **US01-US02** e **2 carotaggi** nelle **US03-US04**) oltre ad estese indagini sclerometriche speditive atte essenzialmente a determinare l'omogeneità dei materiali. Per quanto riguarda i carotaggi si veda il certificato di prova NR. 5130 del 17.12.2012.

Resistenza Meccanica del calcestruzzo

Il valore di resistenza ricavato dallo schiacciamento delle carote di calcestruzzo rappresenta la resistenza cilindrica del singolo campione. Nel presente progetto si fa riferimento a quanto specificato al punto 2.5.2 del Programma VSCA (Regione Toscana) e all'Allegato M.2.

Il valor medio della resistenza del calcestruzzo in opera è in genere inferiore al valor medio della resistenza di prelievi in fase di getto maturati in condizioni di laboratorio in dipendenza di vari fattori, tra cui:

- Rapporto lunghezza/diametro provino
- Direzione di perforazione dei getti (orizzontale o verticale)
- Dimensioni del campione
- Disturbo conseguente alle operazioni di prelievo
- Presenza eventuale di armature
- Passaggio dalla resistenza cilindrica a quella cubica
- Modalità di preparazione e stagionatura
- Maturazione (età) al momento della prova

Tutti i metodi presenti in letteratura per la valutazione della resistenza del calcestruzzo attribuiscono a ciascuno dei suddetti fattori importanza diversa e ne consegue che i vari procedimenti possono portare allo stesso risultato numerico o, al contrario, a risultati numerici differenti in base al valore attribuito ad ogni parametro.

In particolare, con riferimento all'allegato M.2 del Programma VSCA si utilizzano i seguenti metodi per passare dalla resistenza cilindrica del provino (f_{core}) alla resistenza cubica da assumere nel calcolo:

1. METODO PROPOSTO DALLE BRITISH STANDARD (BS) 1881 PART. 120;
2. METODO PROPOSTO DALLA CONCRETE SOCIETY;
3. METODO RIPORTATO SULL'ARTICOLO DI CESTELLI GUIDI.

Tali valori ottenuti dai diversi metodi, per ciascun campione, vengono a loro volta tra loro mediati (R_m).

| | | | | | | | calcolo resistenza in opera | | | | calcolo resistenza convenzionale | | |
|-----|------------|----------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|-------|----------------------------------|------------------------|------------|
| | f_{core} | l (cm) | D (cm) | $f(BS 1881)$ | $f(Concrete S)$ | $f(Cestelli G)$ | $R(BS 1881)$ | $R(Concrete S)$ | $R(Cestelli G)$ | R_m | $R_{conv.(Concrete S)}$ | $R_{conv}(Cestelli G)$ | R_{conv} |
| C13 | 13.2 | 20.70 | 10.40 | 13.19 | 13.18 | 13.18 | 16.49 | 16.48 | 15.82 | 16.26 | 21.42 | 23.73 | 22.578 |
| C14 | 15.3 | 20.60 | 10.40 | 15.28 | 15.26 | 15.26 | 19.10 | 19.08 | 18.32 | 18.83 | 24.80 | 27.47 | 26.138 |
| C17 | 17.1 | 20.70 | 10.40 | 17.09 | 17.08 | 17.08 | 21.36 | 21.35 | 20.50 | 21.07 | 27.75 | 30.74 | 29.248 |
| C18 | 14.2 | 20.80 | 10.40 | 14.20 | 14.20 | 14.20 | 17.75 | 17.75 | 17.04 | 17.51 | 23.08 | 25.56 | 24.318 |
| C29 | 16.9 | 20.80 | 10.40 | 16.90 | 16.90 | 16.90 | 21.13 | 21.13 | 20.28 | 20.84 | 27.46 | 30.42 | 28.941 |
| | | | | | | | | | | 18.90 | | | 26.24 |

Resistenza cls US01-US02

| | | | | | | | calcolo resistenza in opera | | | | calcolo resistenza convenzionale | | |
|-----|------------|----------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|-------|----------------------------------|------------------------|------------|
| | f_{core} | l (cm) | D (cm) | $f(BS 1881)$ | $f(Concrete S)$ | $f(Cestelli G)$ | $R(BS 1881)$ | $R(Concrete S)$ | $R(Cestelli G)$ | R_m | $R_{conv.(Concrete S)}$ | $R_{conv}(Cestelli G)$ | R_{conv} |
| C24 | 7.3 | 20.70 | 10.40 | 7.29 | 7.29 | 7.29 | 9.12 | 9.11 | 8.75 | 8.99 | 11.85 | 13.12 | 12.486 |
| | | | | | | | | | | 8.99 | | | 12.49 |

Resistenza cls US04

| | | | | | | | calcolo resistenza in opera | | | | calcolo resistenza convenzionale | | |
|-----|------------|----------|----------|--------------|-----------------|-----------------|-----------------------------|-----------------|-----------------|-------|----------------------------------|------------------------|------------|
| | f_{core} | l (cm) | D (cm) | $f(BS 1881)$ | $f(Concrete S)$ | $f(Cestelli G)$ | $R(BS 1881)$ | $R(Concrete S)$ | $R(Cestelli G)$ | R_m | $R_{conv.(Concrete S)}$ | $R_{conv}(Cestelli G)$ | R_{conv} |
| C26 | 23.4 | 8.40 | 8.40 | 21.53 | 18.72 | 18.72 | 26.91 | 23.40 | 22.46 | 24.26 | 30.42 | 33.70 | 32.058 |
| | | | | | | | | | | 24.26 | | | 32.06 |

Resistenza cls US03

Tenuto conto del buon numero di provini esaminati (17) si è ritenuto congruo assumere nel calcolo la resistenza convenzionale, poi da dividere per **FC=1.2**. Dunque il valore assunto nei calcoli è una resistenza cubica media pari a **26.24 N/mm²** per le US01-US02, **12.49 N/mm²** per la US04, **32.06 N/mm²** per la US03.

Resistenza Meccanica dell'acciaio

Si assume un acciaio tipo **FeB44k** con **$f_{yk}=430$ N/mm²** (da dividere per **FC=1.2**), visti i risultati ottenuti dalle 8 prove a trazione delle barre eseguite sull'intero complesso strutturale (certificato NR. 5131 del 17.12.2012 eseguito da **4EMME s.p.a.**), confermati anche dalle 9 prove durometriche eseguite (prova n° 563/FI). Si rimanda agli elaborati grafici allegati alla relazione delle indagini per la localizzazione in pianta.

| Prova n° | $f_y(\text{N/mm}^2)$ | $f_t(\text{N/mm}^2)$ |
|----------|----------------------|----------------------|
| 1 | 495.70 | 694.10 |
| 2 | 470.60 | 710.90 |
| 3 | 464.80 | 737.70 |
| 4 | 470.00 | 688.30 |
| 5 | 511.70 | 735.00 |
| 6 | 388.40 | 560.00 |
| 7 | 327.50 | 461.20 |
| 8 | 467.70 | 743.10 |
| | 449.55 | 666.29 |

Risultati prove a trazione acciaio

Prove di carico sui solai e prove dinamiche

Durante la fase di studio della vulnerabilità sismica sono state eseguite 4 prove di carico statiche e 5 prove dinamiche su solai. Si riporta quanto specificato nella relazione della vulnerabilità redatta da *Vega Ingegneria* in data 13.03.2013.

“La Società 4EMME Service S.p.a., specializzata nell'esecuzione di prove di carico e indagini sperimentali su strutture in sito, ha effettuato, come da richiesta, 4 prove di carico su porzione di solai del piano primo, piano terra e della palestra, 73 prove sclerometriche, 78 indagini pacometriche, 9 indagini con microdurometro, 30 carotaggi, 11 rilievi con saggio di cui 8 con prelievo di campioni di armatura e 5 prove dinamiche su solai della Scuola Media “Ippolito Nievo” situata in Via della Libertà a San Casciano Val di Pesa (FI).

Attraverso le prove di carico si è verificata la capacità portante dei solai confrontando le frecce ottenute sperimentalmente con quelle derivanti dal calcolo. In particolare è stato richiesto un carico di prova sui solai interni al complesso scolastico pari a 300 kg/mq (prove 416/FI e 417/FI per quanto concerne le aule all'interno del blocco 1, prova 419/FI effettuata in sala professori nel blocco 4), mentre per la prova di carico eseguita sul piano di gioco della palestra è stato richiesto un carico pari a 500 kg/mq (prova 418/FI nel blocco 5).

L'esito delle prove di carico è stato positivo e in particolare ha mostrato che in fase di scarico la deformazione misurata sui solai in latero-cemento è tornata progressivamente al valore iniziale senza manifestare deformazioni anelastiche. Le prove di identificazione dinamica sui solai hanno avuto invece lo scopo di individuare la frequenza libera dei solai in esame, al fine di poter estendere i risultati delle prove di carico a tutti i solai del fabbricato. Le frequenze proprie dei solai riportate nella relazione della 4EMME Service S.p.a. allegata possono essere confrontate solo dopo aver omogeneizzato i valori ricavati dalle varie prove moltiplicandoli per il quadrato della luce libera che caratterizza ciascun campo di solaio indagato. Nel complesso i valori ottenuti in seguito al procedimento di cui sopra indicano caratteristiche meccaniche che, a parità di spessore del solaio, risultano sostanzialmente omogenee e consentono di generalizzare i risultati delle prove di carico sui solai in latero-cemento per l'intero complesso scolastico e per la palestra.”

Si rimanda alla relazione sulle indagini della *4EMME Service S.p.a.* per i dettagli e risultati delle indagini. In base ai riscontri positivi verificati in fase di vulnerabilità sismica i solai possono ritenersi staticamente idonei.

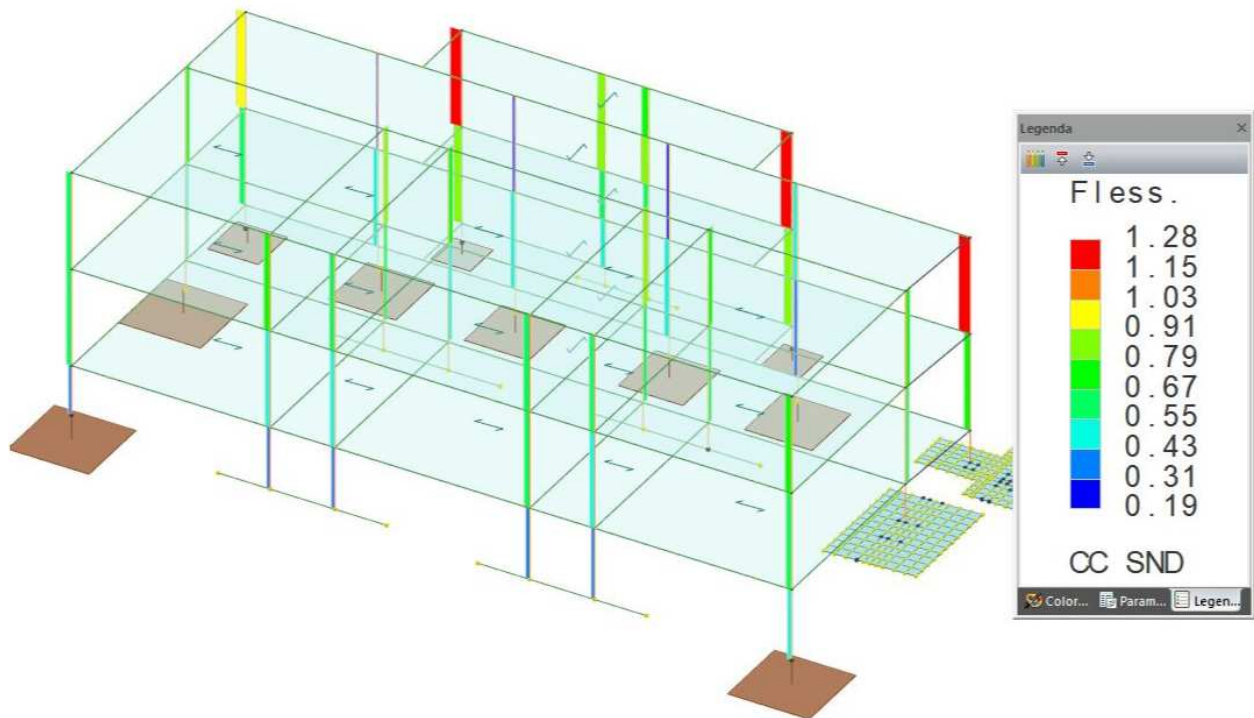
Modellazione dello stato attuale

US01-02

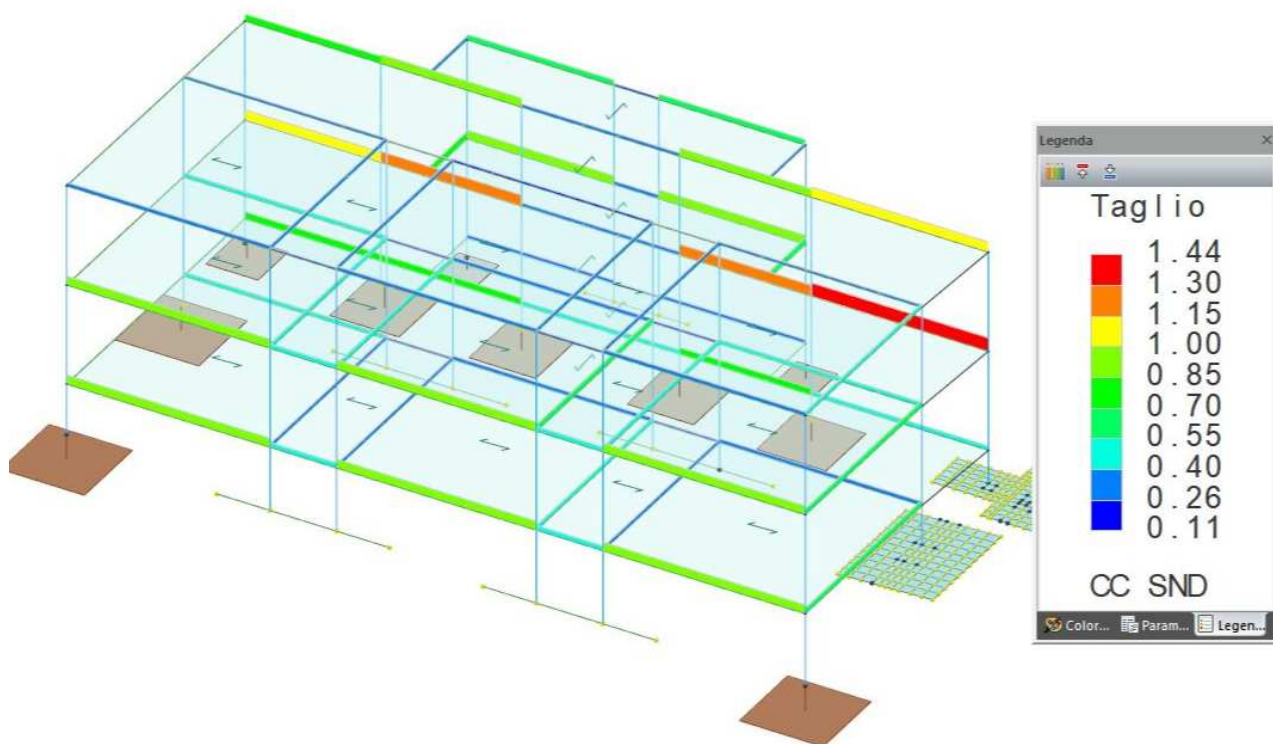
Per le US01-02 si è fatta una modellazione dello stato attuale, considerando le unità strutturali separate così come sono allo stato di fatto.

Si riportano i tassi di sfruttamento relativi alle verifiche degli elementi per un'azione sismica corrispondente ad un valore di tr pari a 16 anni e relativa PGA di 0.022g (questi sono i valori minimi da poter inserire sul programma di calcolo). Si dimostra che già per tale valore di azione sismica molti elementi non risultano soddisfare le verifiche di sicurezza

TASSI DI SFRUTTAMENTO US.01

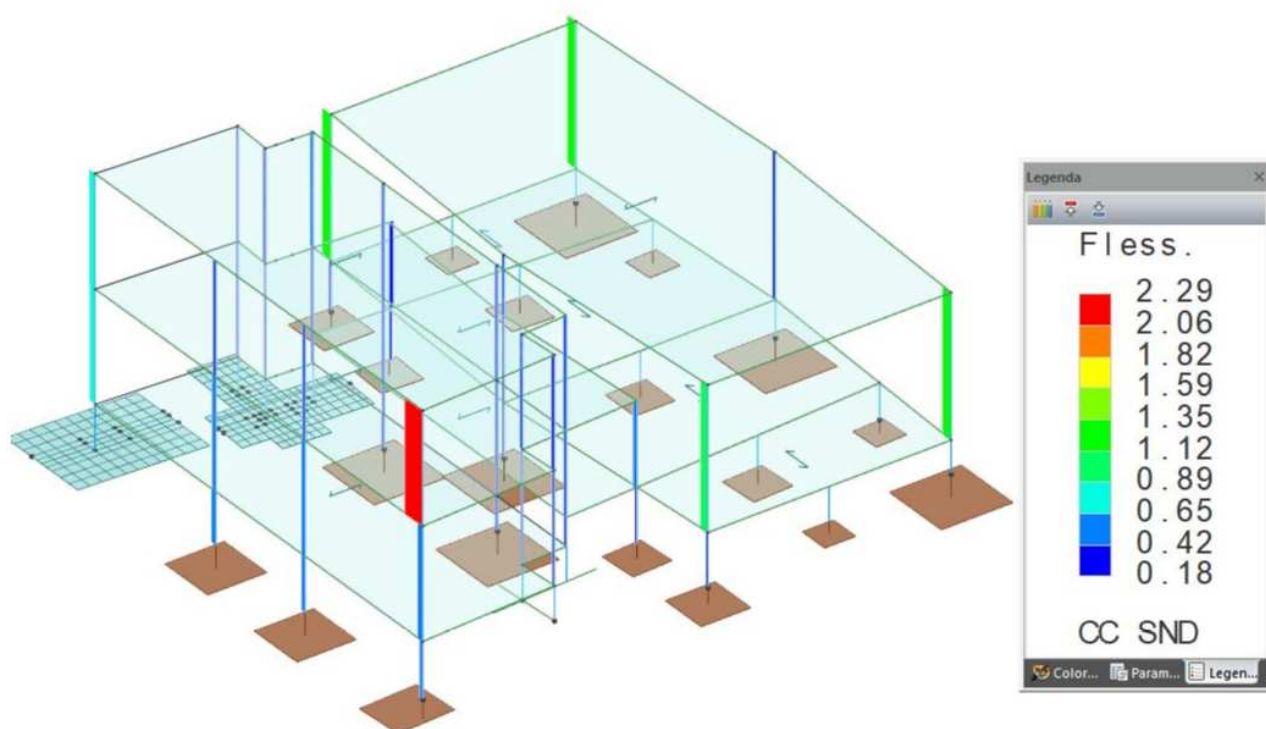


Pilastri- Tasso di sfruttamento a pressoflessione per analisi sismica (>1 non verificato)



Travi- Tasso di sfruttamento a taglio per analisi sismica (>1 non verificato)

TASSI DI SFRUTTAMENTO US.02



Pilastri- Tasso di sfruttamento a pressoflessione per analisi sismica (>1 non verificato)

US03-04

Come dimostrato in seguito per tale edificio, data la conformazione ed il limitato sviluppo in pianta, allo stato di progetto si raggiunge l'adeguamento sismico per cui si omette una modellazione allo stato attuale in questa sede, rimandando alle verifiche condotte in fase di vulnerabilità sismica per queste U.S.

Allo stato attuale le US03-04 sono separate da un giunto statico e corrispondono al Blocco n.2 (US.04 ingresso) ed al Blocco n.3 (US.03 corridoio e vano scala).

In generale, dalle verifiche di vulnerabilità sismica si evince che le due unità hanno alcune **criticità statiche**, soprattutto legate agli elementi verticali portanti in muratura ed in particolare si hanno pilastri murari posti tra le superfici finestrate del corridoio contenente le scale che non sono verificati.

Le analisi sismiche hanno fornite invece indicatori di rischio allo SLV compresi tra 0.279 (US.02) e 0.246 (US.03).

Conclusioni dello studio di vulnerabilità sismica e stato attuale

Si può concludere che allo stato attuale si hanno le seguenti situazioni, fornite anche dallo studio di vulnerabilità sismica eseguito in precedenza:

- a) Analisi statica non verificata per una serie di elementi per il blocco in c.a.,;
- b) Giunti strutturali generalmente non efficaci;
- c) Analisi sismica globale non verificata per SLV (azione sismica di progetto pari a 0.141 g, da cui deriva un indice di rischio per le US01-02 inferiore a 0.156, per le US03-04 di 0.246);
- d) Tensioni sul terreno verificate.

2. STATO DI PROGETTO: LE ALTERNATIVE PROGETTUALI

All'interno del presente progetto sono state valutate tra più alternative progettuali, ed è stata scelta quella che presenta il miglior rapporto costi/benefici, in relazione alle specifiche esigenze da soddisfare e alle caratteristiche dell'edificio in oggetto.

Valutazione delle possibili alternative progettuali

In linea generale le tipologie di intervento strutturale su edifici di carattere strategico o rilevante possono in suddividersi in due grandi categorie:

- A) interventi di tipo puntuale “tradizionale” sui singoli elementi strutturali che presentano carenze al fine di ottenere un **incremento locale** di capacità del singolo elemento strutturale;
- B) interventi che comportano **modifiche più o meno importanti** del sistema resistente complessivo dell'edificio e che provocano quindi una ridistribuzione delle sollecitazioni. Ciò può avvenire mediante l'inserimento di nuovi elementi strutturali (setti o controventi) con sistemi “tradizionali” oppure con l'eventuale inserimento di elementi a **capacità dissipativa (controllo passivo della risposta sismica)**. In quest'ultimo caso si può arrivare ad incrementi di capacità anche molto consistenti.

Interventi puntuali

Gli interventi del **tipo A** sono evidentemente molto diffusi ed invasivi e richiedono lavorazioni sia dall'interno che dall'esterno dell'edificio. Nella maggior parte dei casi non consentono di mantenere operative le funzioni dell'edificio e possono essere applicati ogni qual volta l'edificio è oggetto di una ristrutturazione più o meno complessiva.

Tale categoria di interventi è utilizzata a livello puntuale, per l'incremento della capacità sismica locale, mediante il miglioramento del comportamento dei nodi trave-pilastro, attraverso il confinamento e il rinforzo a taglio del nodo stesso, mediante il confinamento e incremento della resistenza a taglio delle estremità dei pilastri, e mediante l'incremento della resistenza a taglio delle estremità delle travi e rinforzo a flessione.

Si può prevedere l'utilizzo delle seguenti tecnologie:

- *applicazione di tessuti in materiale composito (Fiber reinforced polymer – FRP) in fibre di vetro (G-FRP), di carbonio (C-FRP), fibre aramidiche o fibre di basalto;*
- *placcaggi e disposizione di angolari e incamiciature in acciaio collegati agli elementi da consolidare mediante un sistema di connessione;*
- *placcaggi e aumenti delle sezioni di travi o pilastri mediante utilizzo di conglomerati cementizi armati, anche ad alta resistenza;*
- *utilizzo del metodo CAM mediante applicazione di nastri in acciaio ad alta resistenza singoli o sovrapposti, posizionati in maglia chiusa e pretensionati così da imporre uno stato di confinamento all'elemento stesso.*

Queste metodologie, pur presentando una serie di vantaggi (primo tra tutti l'incremento della duttilità globale della struttura migliorando la sua capacità di dissipare energia e soprattutto prevenendo meccanismi di rottura locale di tipo fragile), nel caso in esame, presentano importanti criticità se impiegate in modo diffuso a tutto l'edificio. Visto infatti l'elevato deficit sismico riscontrato, eventuali interventi di tipo locale andrebbero realizzati a tappeto e comporterebbero una serie di lavorazioni con demolizioni consistenti in virtù della necessità di effettuare gli interventi su tutto l'edificio, incrementando i costi di ripristino.

Interventi con inserimento di strutture integrative

Gli interventi del **tipo B**, che consistono nell'**inserire strutture integrative alle strutture esistenti** possono essere realizzati secondo due modalità principali:

- intervenendo dall'interno dell'edificio;*
- intervenendo dall'esterno dell'edificio;*

Nel primo caso vengono inserite strutture integrative alle strutture esistenti individuando schemi sismo resistenti nei quali sia le nuove strutture, sia una parte di quelle esistenti sono chiamate a collaborare tra loro per assolvere alle nuove domande.

Nel secondo caso le funzioni sismo resistenti sono assegnate per la maggior parte a nuove strutture indipendenti dall'edificio stesso, ma a questo opportunamente connesse, lasciando a quelle esistenti il compito primario di svolgere la funzione di sostegno dei carichi verticali, già precedentemente assolta.

In entrambi i casi i nuovi elementi sismo resistenti sono normalmente limitati in numero e concentrati nelle zone che ottimizzano il rapporto tra migliore posizione strutturale e minore interferenza con le funzioni dell'edificio. Le strutture esistenti sono comunque chiamate in causa in termini di nuove condizioni di sollecitazione, in quanto devono essere in grado di riportare le azioni sismiche ai punti nei quali sono stati concentrati i nuovi elementi sismo resistenti (interni o esterni) e a questi adeguatamente connessi.

Tali strutture integrative possono essere di tipo "tradizionale" (sistemi di controventi in acciaio o nuovi setti in c.a.), oppure "dissipative" (controventi dissipativi).

Disposizione di controventature e intelaiature in acciaio anche con elementi dissipativi

Tale categoria di interventi prevede la disposizione di **telai in acciaio** o **setti in cemento armato** all'interno delle maglie di telaio esistenti in c.a. in modo che il sistema complessivo risulta irrigidito per azioni orizzontali. Gli eventuali controventi in acciaio possono in aggiunta essere dotati di **elementi dissipativi** che riducono le azioni trasferite alla struttura attraverso dissipazione di energia.

Tale tipologia di intervento presenta i seguenti vantaggi:

- conferimento di un notevole livello di irrigidimento della struttura e incremento della resistenza;
- ottenimento di elevati incrementi di capacità sismica grazie ad una modifica sostanziale del sistema resistente e al progetto della redistribuzione delle azioni;
- nel caso di applicazione di controventi dissipativi, incremento della capacità dissipativa dell'edificio e conseguente riduzione delle azioni trasferite agli elementi esistenti in c.a.

Tuttavia tale approccio, in linea del tutto generale, presenta i seguenti punti critici:

- necessità di interferire con gli aspetti architettonici ed impiantistici e con la funzionalità dell'edificio durante i lavori, implicando costi indiretti molto elevati legati alle sistemazioni interne e all'interruzione stessa del servizio;
- eventuale necessità di rinforzare i nodi tra gli elementi in c.a. esistenti;
- necessità di progettare delle nuove fondazioni per le strutture in c.a. o di riverificare e rinforzare le esistenti;

L'inserimento di setti in c.a. di controventamento incrementa nettamente la resistenza complessiva per azioni orizzontali con costi indiretti dei ripristini che sono ammortizzati in funzione della ristrutturazione generale, che coinvolge anche alcuni elementi architettonici ed impiantistici. Ulteriore vantaggio che può portare verso questa tecnica d'intervento è che l'edificio sarà libero durante i lavori.

Non appare conveniente orientarci verso controventi dissipativi, vista l'irregolarità dell'edificio e l'elevato costo dei dispositivi, anche sulla base del budget economico disponibile per il miglioramento sismico.

Una evoluzione delle tipologie di intervento basate sulla dissipazione di energia (controventi dissipativi) è la realizzazione di **torri esterne**, affiancate all'edificio, aventi il compito di assorbire e dissipare gran parte dell'energia associata all'evento sismico, riducendo pertanto le accelerazioni e gli spostamenti a cui l'edificio esistente è soggetto. Le torri sono strutturalmente rigide (es. struttura a telaio in acciaio controventata) e sono collegate all'edificio a livello di impalcato con pendoli rigidi. Sono vincolate alla base con cerniera sferica centrale e i dispositivi di dissipazione sono applicati alla base sul contorno, disposti in senso radiale. Nel caso in esame, vista la limitata estensione del fabbricato ed il vincolo paesaggistico presente tale intervento non è applicabile.

Isolamento sismico alla base

E' stata attentamente valutata anche la possibilità dell'isolamento sismico alla base, che rientra tra le strategie di protezione sismica usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni" e in certi casi rappresenta una tecnica efficace anche per l'adeguamento antisismico di costruzioni esistenti.

Questo approccio si basa sulla riduzione dell'energia trasmessa alla struttura disaccoppiando la massa della struttura dalle fondazioni, interponendo speciali elementi a elevata rigidità in senso verticale ma bassa rigidità laterale, che comporta un aumento significativo del periodo fondamentale della struttura isolata rispetto a quella originaria su base fissa, con conseguente notevole riduzione delle azioni sismiche trasmesse alla struttura.

Per sfruttare pienamente i vantaggi dell'isolamento, dovrebbe essere possibile individuare una porzione rilevante della costruzione, in termini di massa rispetto alla massa complessiva, che possa facilmente essere separata dalla porzione sottostante, dalle costruzioni contigue e dal terreno circostante, ed abbia un basso rapporto tra massa e rigidità orizzontale (ovvero basso periodo proprio dei modi naturali di vibrare della costruzione che interessano significativamente questa porzione). L'efficacia del sistema di isolamento è evidentemente maggiore al crescere del rapporto tra il periodo della struttura isolata e struttura a base fissa.

Nello specifico tale approccio presenta una serie di punti critici che lo rende non conveniente economicamente nel caso in esame:

- edificio di un due fuori terra (dunque più esteso planimetricamente che in altimetria, con la necessità di utilizzare un numero elevato di isolatori, ad elevato costo);
- necessità di creare fondazioni sufficientemente rigide, e quindi di unire tra loro i plinti isolati posti su livelli altimetrici diversi con nuovi cordoli rigidi (zona di difficile accesso, specialmente in alcune zone);
- necessità di creare un piano molto rigido sopra il piano di isolamento;
- necessità di creare dei giunti sismici di dimensione elevata a seguito dei grandi spostamenti indotti in fase sismica.

Dunque, con l'obiettivo di raggiungere il miglioramento sismico, ed eseguiti tutti i rilievi geometrici necessari, l'intervento di isolamento sismico alla base non è apparso il più efficiente in termini di rapporto costi-benefici. Peraltro non rispetterebbe il budget economico previsto per le opere strutturali.

3. IL PROGETTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

US01-US02

Alla luce di quanto esposto ai paragrafi precedenti, visto che:

- *l'edificio sarà oggetto di ristrutturazione di alcune porzioni (servizi igienici);*
- *l'edificio è costituito da due piani fuori terra;*
- *E' stato previsto un miglioramento sismico al 60%, in accordo alle NTC2018, in quanto l'adeguamento sismico del fabbricato richiederebbe costi non compatibili con le risorse finanziarie a disposizione, avrebbe avuto una incidenza di costo a mq superiore alla soglia di convenienza rispetto alla demolizione con ricostruzione e non risulterebbe compatibile con le caratteristiche intrinseche del fabbricato (resistenze dei materiali in opera, necessità di interventi generalizzati su tutti gli elementi strutturali, ecc..);*

l'intervento che presenta il migliore rapporto costi-benefici è una **combinazione di interventi puntuali di consolidamento e l'introduzione di nuove controventature in acciaio e nuovi setti in c.a.** e allo scopo di incrementare la resistenza complessiva per azioni orizzontali.

In particolare:

- Saranno inseriti 4 setti in c.a. su tutta l'altezza dell'edificio, disposti in entrambe le direzioni ed opportunamente fondati e collegati alle strutture esistenti. Tali setti sostituiranno tramezzature in laterizio esistenti;
- Saranno inserite controventature verticali in acciaio direttamente connesse agli elementi in c.a. all'interno dei telai stessi;
- Gli elementi (travi, pilastri) che non risultano verificati in condizioni statiche/sismiche per le PGA che si intende raggiungere, saranno localmente consolidati mediante materiali compositi (CFRP), aumenti di sezione o inserimento di profilati in acciaio;
- Verranno introdotti nuovi pilastri in acciaio nella porzione contenente la scala laterale, opportunamente connessi alle strutture preesistenti;
- Verrà aumentata la rigidezza dei solai allo scopo di garantire una migliore distribuzione delle azioni orizzontali sui nuovi elementi resistenti;
- Alcuni nodi verranno consolidati con sistema tipo CAM. (vedi allegati)

Per quanto riguarda i **giunti strutturali** che non risultano adeguati:

- Saranno inseriti **4 shock transmitters** (due in corrispondenza di ogni orizzontamento) al fine di connettere per le azioni dinamiche quali il sisma, le due unità strutturali (US01 e US02), e permettere le deformazioni lente come quelle dovute alle variazioni termiche;
- Verrà arretrato il telaio in c.a. sul giunto strutturale con la parte rimanente della struttura del blocco aule non oggetto di intervento;
- Verrà adeguato il giunto con la US03 intervenendo direttamente su quest'ultima unità strutturale (vedi interventi US03-US04).

Modifiche architettoniche e impiantistiche

Saranno eseguite alcune limitate modifiche architettoniche (a titolo esemplificativo sostituzione di pavimenti, sostituzione di tramezzature, porte e servizi igienici). Tali modifiche sono direttamente connesse alle opere strutturali (ad esempio rimozione di alcune tramezzature e sostituzione con nuovi setti in c.a.).

US03-US04

Visto che l'unità strutturale US04 è costituita da telai in c.a., tamponati con pannelli murari in mattoni pieni a due teste con relativa fondazione a nastro sottostante, visto che le prove di schiacciamento condotte in fase di verifiche sismiche sul conglomerato cementizio hanno mostrato basse resistenze meccaniche, si è deciso di trasformare tale edificio in una struttura mista c.a./muratura, in modo da poter sfruttare il

contributo sismico delle murature esterne. Ciò avviene solidarizzando i pilastri in c.a. alle pareti mediante barre metalliche inghisate con ancorante chimico. Risulta inoltre necessario realizzare il giunto sismico efficace con il corpo 4 (non oggetto di intervento) mediante taglio a forza dei solai, la demolizione della parte di confine e la realizzazione di una nuova muratura in blocchi di laterizio semipieni antisismico poggiante sulle fondazioni esistenti. Vista la forma allungata dell'unità strutturale US03 si è deciso di fornirle una certa quota di resistenza nella direzione ortogonale collegandola all'US04, mediante barre inghisate ai pilastri come descritto sopra. Inoltre, vista la presenza di ampie superfici finestrate si è deciso di aumentare la resistenza della direzione longitudinale mediante il tamponamento di 4 aperture con muratura portante ammorsata all'esistente. La presenza della parte di struttura a piano primo in c.a., con pilastri snelli ed oltretutto in falso rispetto alla muratura sottostante, ci ha consigliato di aumentare la sezione degli stessi e prolungarli fino alle fondazioni sottostanti, in modo da fornire alle murature del piano dei cordoli di irrigidimento in c.a. (i nuovi pilastri) per le azioni sismiche fuori piano. Infine si è deciso di adeguare il giunto sismico tra US02 ed US03 mediante il taglio a forza dei solai perimetrali, la demolizione localizzata delle murature e la creazione di un nuovo telaio in c.a., ammorsato alle murature portanti dell'US03 mediante inghisaggi con ancorante chimico. Sul corpo 4 non sono previsti interventi (eccezion fatta per l'incremento dello spessore del giunto con l'US04) in quanto il presente intervento non altera il comportamento del corpo 4.

Le criticità (livello rischio alto) emerse nelle indagini sullo sfondellamento dei solai sono state già risolte dall'Amministrazione comunale con precedente intervento.

Potranno essere inseriti ulteriori controsoffitti antisfondellamento nelle zone a rischio medio (e basso) nel corso dei lavori ai sensi dell'art.106 comma 1 lettera e) del Codice dei Contratti, qualora l'Amministrazione lo ritenga necessario.

4. CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA E RELAZIONE GEOTECNICA

Il Comune di San Casciano Val di Pesa ha fatto redigere dal **dott. Geol. Gabriele Paolini in data 20.10.2010** una relazione geologica finalizzata allo studio di vulnerabilità sismica del fabbricato. Successivamente, visto il cambio normativo per l'entrata in vigore delle NTC2018, la **Geol. Daria Duranti** ha ricevuto un incarico per redigere nuovamente uno studio geologico dell'area su cui è insediato il fabbricato, utilizzando le prove effettuate nella precedente campagna indagini. Pertanto si fa riferimento a quest'ultima Relazione.

Sull'edificio in oggetto sono state eseguite le seguenti indagini (ottobre 2010):

- N°4 sondaggi a carotaggio continuo S1 (15m), S2 (33m), S3 (18m), S4 (17,5m);
- prelievo di 5 campioni indisturbati;
- Realizzazione di n° 4 SPT;
- N° 1 prova sismica DownHole in corrispondenza del carotaggio continuo S3.

Dalla **Relazione Geologica (data 24.04.2019)** e dai rispettivi allegati le unità strutturali oggetto di intervento ricadono nello strato n.2 con profondità fino a 3m dal p.c., descritto come *limo sabbioso marrone con concezioni bianco-grigiastre*



Di seguito si riportano i parametri geotecnici caratteristici desunti dalla Relazione Geologica per tale livello.

| Livello | γ [t/m ³] | C' [kg/cm ²] | C_u [kg/cm ²] | ϕ' [°] |
|-------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|----------------|
| S-A1 | 1.90 | 0.8 | 1.35 | 24 |

Le fondazioni insistono su questo strato ad una profondità di 1.40m circa e la falda è stata rilevata ad una profondità da p.c. di circa 3.70m. Il terreno viene classificato come di **categoria B** con categoria topografica come **T1**. La capacità portante delle strutture fondali è calcolata secondo l'approccio 2 (A1+M1+R3) e riportata di seguito. Sono stati scelti gli elementi più sollecitati sui quali verrà effettuata successivamente la verifica tensionale (si rimanda per questo ai paragrafi successivi).

PLINTO 290x290cm (US01)

| Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno incoerente PLINTO | | | | | |
|---|---|--------------|------------------|------------------------------|-------|
| FONDAZIONE | | | TERRENO | | |
| Larghezza fondazione | B (m) | 2.90 | Peso proprio | γ (t/m ³) | 1.90 |
| Profondità fondazione | D (m) | 1.40 | Angolo attrito | Φ (°) | 24.00 |
| Lunghezza (Meyerhof) | L (m) | 2.90 | Coesione drenata | c' (t/m ²) | 8.00 |
| Tipologia (Terzaghi) | Tipo | QUADRATA | Profondità falda | h (m) | 3.70 |
| Coeff. sicurezza | γ_R | 2.30 | Coefficiente | γ_M | 1.00 |
| $q_{lim} = q_d + q_c + q_y = \gamma D s_q d_q N_q + c s_c d_c N_c + 0,5 \gamma B s_y d_y N_y$ | | | | | |
| TERZAGHI | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 29.51 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 12.83 | | | |
| MEYERHOF | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 31.45 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 13.67 | | | |
| BRINCH-HANSEN | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 39.10 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 17.00 | | | |

| Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno coesivo PLINTO | | | | | |
|--|---|-------------|----------------------|------------------------------|-------|
| FONDAZIONE | | | TERRENO | | |
| Larghezza base | B (m) | 2.90 | Peso proprio | γ (t/m ³) | 1.90 |
| Profondità | D (m) | 1.40 | Coesione non drenata | c_u (t/m ²) | 13.50 |
| Lunghezza | L (m) | 2.90 | | | |
| Coeff. sicurezza | γ_R | 2.30 | | | |
| $q_{lim} = q_q + q_c = \gamma D s_q^0 d_q^0 N_q + c_u s_c^0 d_c^0 N_c$ | | | | | |
| BRINCH-HANSEN E VESIC | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 10.20 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 4.44 | | | |

Tensione resistente minima pari a 4.44 kg/cm²

TRAVE B=150cm (US03)

| Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno incoerente TRAVE VANO SCALE | | | | | |
|---|---|--------------|------------------|------------------------------|-------|
| FONDAZIONE | | | TERRENO | | |
| Larghezza fondazione | B (m) | 1.50 | Peso proprio | γ (t/m ³) | 1.90 |
| Profondità fondazione | D (m) | 1.10 | Angolo attrito | Φ (°) | 24.00 |
| Lunghezza (Meyerhof) | L (m) | 29.00 | Coesione drenata | c' (t/m ²) | 8.00 |
| Tipologia (Terzaghi) | Tipo | QUADRATA | Profondità falda | h (m) | 3.70 |
| Coeff. sicurezza | γ_R | 2.30 | Coefficiente | γ_M | 1.00 |
| $q_{lim} = q_q + q_c + q_v = \gamma D s_q d_q N_q + c s_c d_c N_c + 0.5 \gamma B s_y d_y N_y$ | | | | | |
| TERZAGHI | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 27.94 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 12.15 | | | |
| MEYERHOF | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 22.59 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 9.82 | | | |
| BRINCH-HANSEN | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 29.97 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 13.03 | | | |

| Tensione resistente di fondazioni superficiali su terreno coesivo TRAVE VANO SCALE | | | | | |
|--|---|-------------|----------------------|------------------------------|-------|
| FONDAZIONE | | | TERRENO | | |
| Larghezza base | B (m) | 1.50 | Peso proprio | γ (t/m ³) | 1.90 |
| Profondità | D (m) | 1.10 | Coesione non drenata | c_u (t/m ²) | 13.50 |
| Lunghezza | L (m) | 29.00 | | | |
| Coeff. sicurezza | γ_R | 2.30 | | | |
| $q_{lim} = q_q + q_c = \gamma D s_q^0 d_q^0 N_q + c_u s_c^0 d_c^0 N_c$ | | | | | |
| BRINCH-HANSEN E VESIC | | | | | |
| Tensione limite | q_{lim} (kg/cm ²) | 9.28 | | | |
| Tensione resistente | q_r (kg/cm²) | 4.03 | | | |

Tensione resistente minima pari a 4.03 kg/cm²

5. RELAZIONE DI CALCOLO US01-US02

5.1 Modellazione di Calcolo - STATO DI PROGETTO

Il calcolo strutturale e le verifiche sono stati realizzati mediante il programma "ModeSt", usando come solutore il programma "XFINEST". La struttura, schematizzata come un insieme di nodi e di aste (elementi FRAME), è stata modellata come una serie di telai spaziali. Si è proceduto ad eseguire una modellazione delle elevazioni con vincoli a incastro tra i vari elementi.

E' stata eseguita una **analisi dinamica lineare con fattore di struttura** come in accordo a quanto esposto al capitolo 7 della normativa.

La verifica degli elementi strutturali si intende soddisfatta quando tutti gli elementi strutturali duttili soddisfano la condizione che la sollecitazione indotta dall'analisi sismica ridotta per $q=1.5$ è inferiore o uguale alla corrispondente resistenza, e gli elementi strutturali fragili soddisfano la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1.5$ è inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Secondo il capitolo 8.3 delle NTC la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento agli Stati Limite Ultimi (SLU *fondamentale* e SLV).

Per l'esecuzione delle suddette verifiche di resistenza, si sono inserite nel modello le armature indicate sugli elaborati di progetto (o quelle individuate/verificate mediante le indagini in situ) e sono stati calcolati momenti e tagli ultimi, confrontandoli con le sollecitazioni indotte dall'analisi sismica. Ai paragrafi successivi si riportano le modellazioni eseguite.

In riferimento alle proprietà dei materiali, si sono assunte le resistenze medie divise per il fattore di confidenza FC nel caso di verifiche degli elementi/meccanismi duttili e divise per $FC \cdot \gamma_m$ nel caso di verifiche degli elementi/meccanismi fragili.

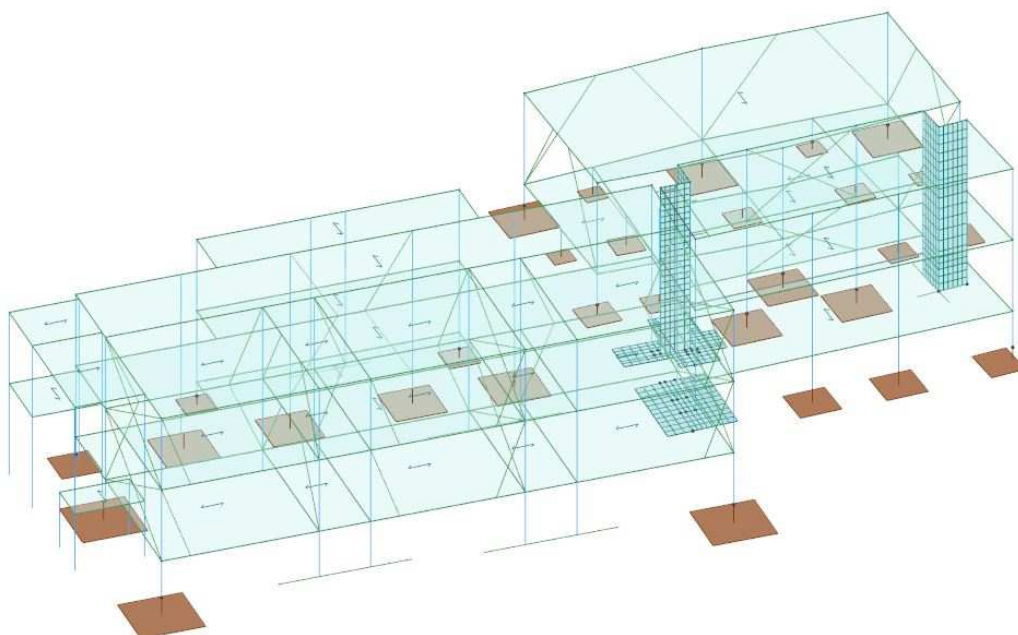
Le due unità strutturali US01-US02 sono state modellate insieme come un'unità strutturale unica. Tale comportamento viene garantito dall'inserimento tra le due unità di 4 shock transmitter. Questi elementi vengono utilizzati per favorire gli spostamenti detti *lenti* quali deformazione viscosa o deformazioni dovute a variazioni termiche. Quando invece le due strutture sono sottoposte ad azioni improvvise o impulsive come l'azione sismica, i dispositivi diventano elemento rigido e fanno lavorare le due unità strutturali insieme. In questo modo viene escluso il problema del martellamento nel giunto strutturale, che allo stato di fatto risulta inadeguato. Tali elementi sono stati modellati nel programma di calcolo come delle bielle con cerniere ad asse verticale con rigidità assiale molto elevata (circa dieci ordini di grandezza superiore) rispetto a quella flessione delle strutture verticali quali i pilastri, in questo modo sono assimilabili a "link infinitamente rigidi" secondo la loro lunghezza. Per il posizionamento di questi elementi si rimanda agli elaborati grafici.

Il blocco scale connesso all' US01 è costituito allo stato attuale da una struttura mista in muratura - c.a.. Con l'introduzione dei nuovi pilastri/travi in acciaio i paramenti in muratura esterni sono stati declassati a tamponature.

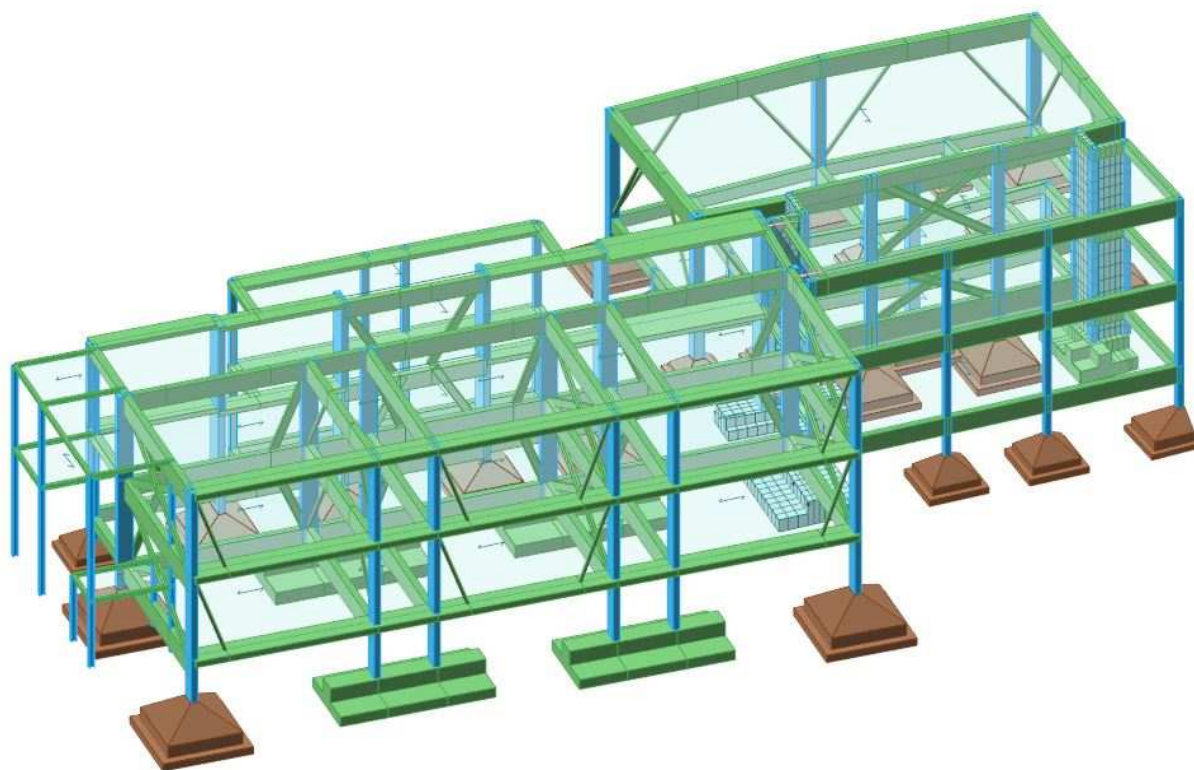
Sono state eseguite 2 modellazioni di calcolo, una incastrando alla base i pilastri (verifica delle strutture in elevazione) e una tenendo conto delle travi di fondazione e dei plinti su suolo elastico (verifica delle strutture di fondazione).

Poiché si è prevista in fase di progetto la realizzazione di nuove solette in calcestruzzo armato con GFRP al di sopra delle solette esistenti (e ad esse piolate) si è provveduto a considerare nel modello di calcolo la presenza di piani rigidi. Tale tipo di intervento si è ritenuto necessario al fine di regolarizzare i modi di vibrare della struttura e per permettere una distribuzione delle forze derivanti dal carico sismico per rigidità e non per area di influenza sugli elementi verticali. Si precisa che la nuova soletta armata (realizzata con uno sp. di 2cm con rete in fibra di vetro e pioli di collegamento con la soletta esistente) verrà realizzata nello spessore dell'attuale massetto, in modo da non alterare i carichi sui solai.

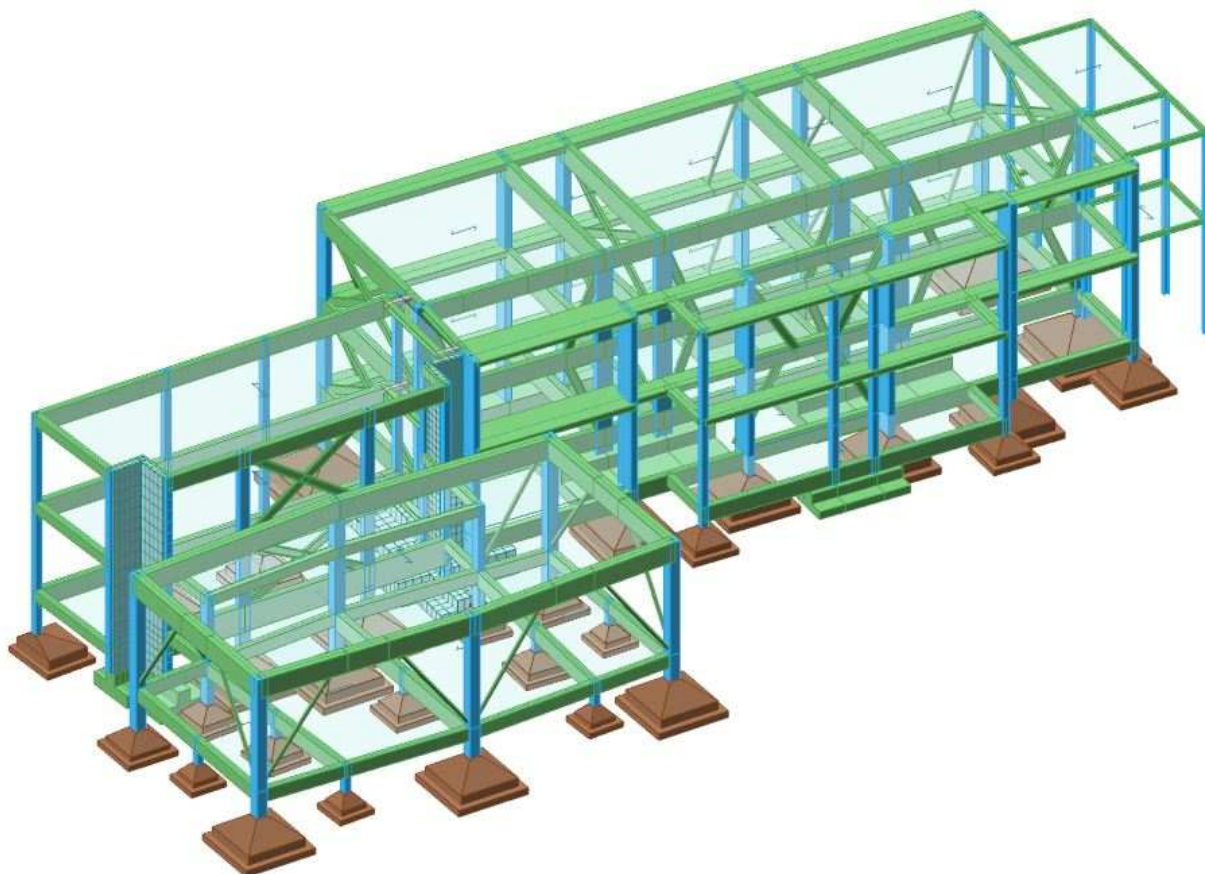
Si è inoltre inserito un sistema misto di controventature verticali in acciaio, ovvero controventature a “K” inserite direttamente nei telai in c.a. e a croce. Infine si è inserito due nuovi setti in c.a. nella zona di collegamento tra l’atrio centrale e l’ex-auditorium. Per la collocazione in pianta dei controventi in acciaio e dei setti in c.a. si rimanda agli elaborati grafici.



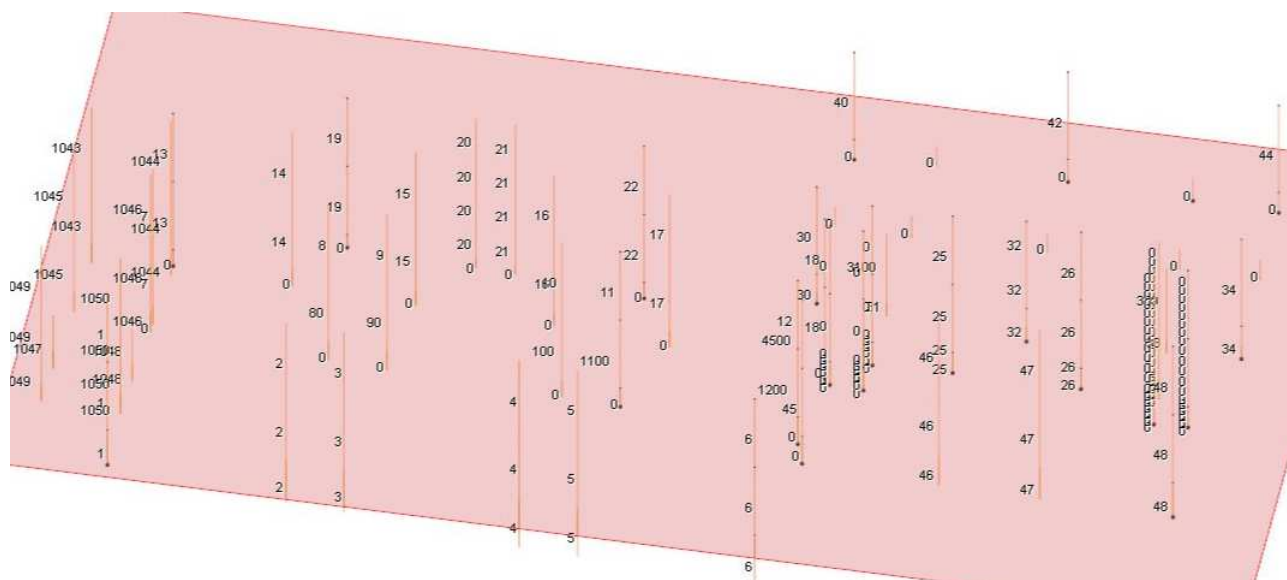
Vista unifilare del modello agli elementi finiti (stato di progetto)



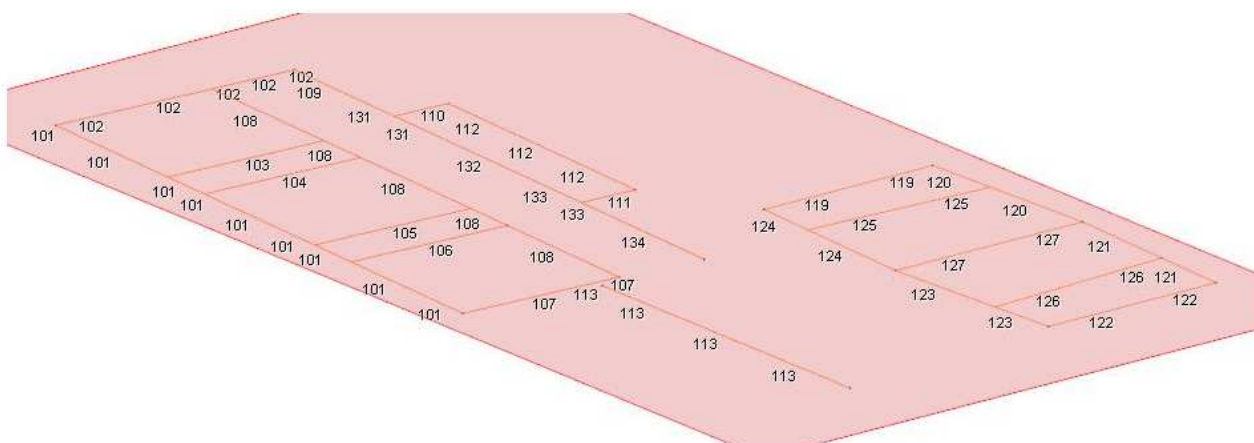
Vista tridimensionale del modello agli elementi finiti (stato di progetto)



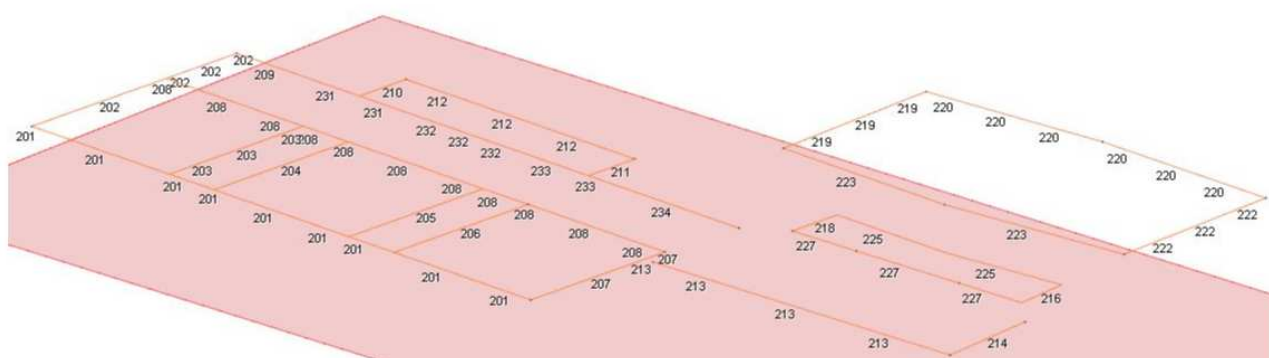
Vista tridimensionale del modello agli elementi finiti (stato di progetto)



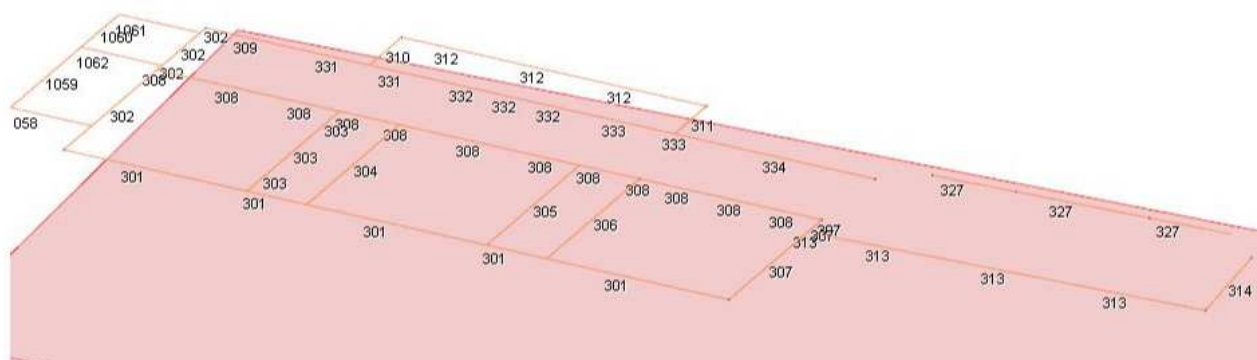
Numerazione aste "pilastro"



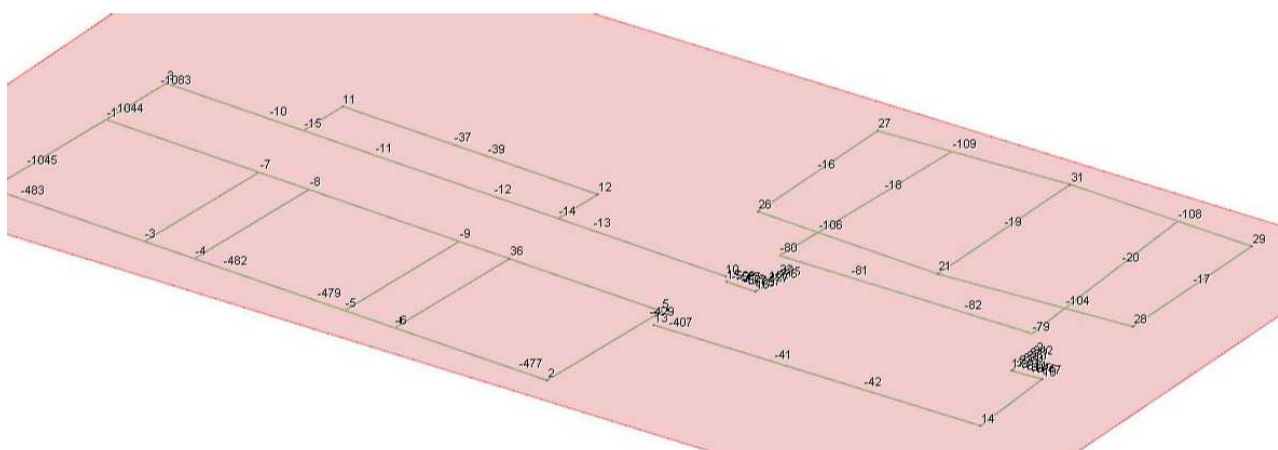
Numerazione aste “trave” piano terra



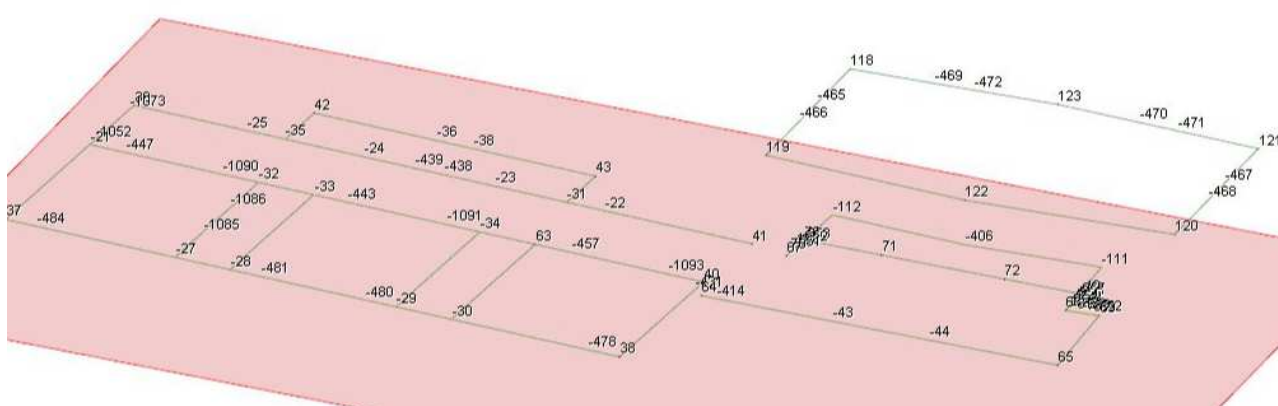
Numerazione aste “trave” piano primo



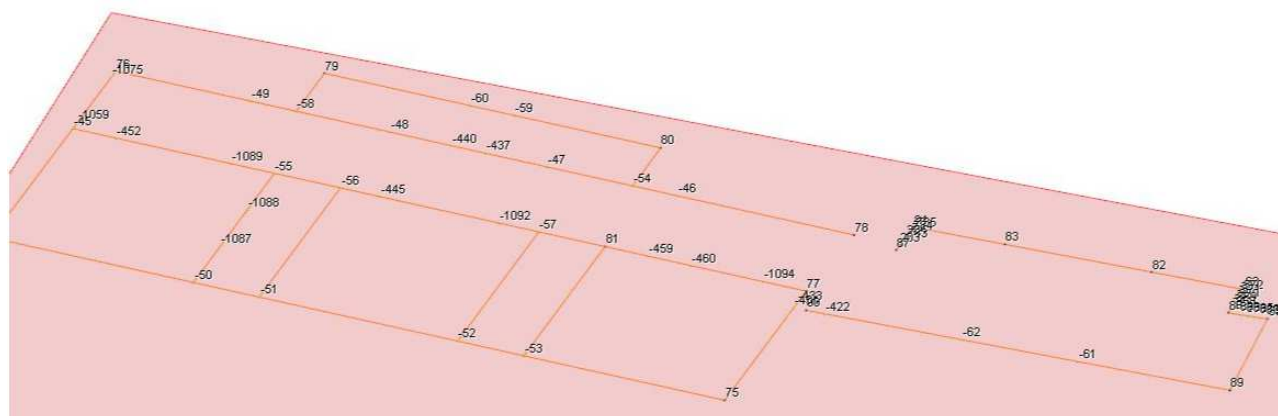
Numerazione aste “trave” piano copertura



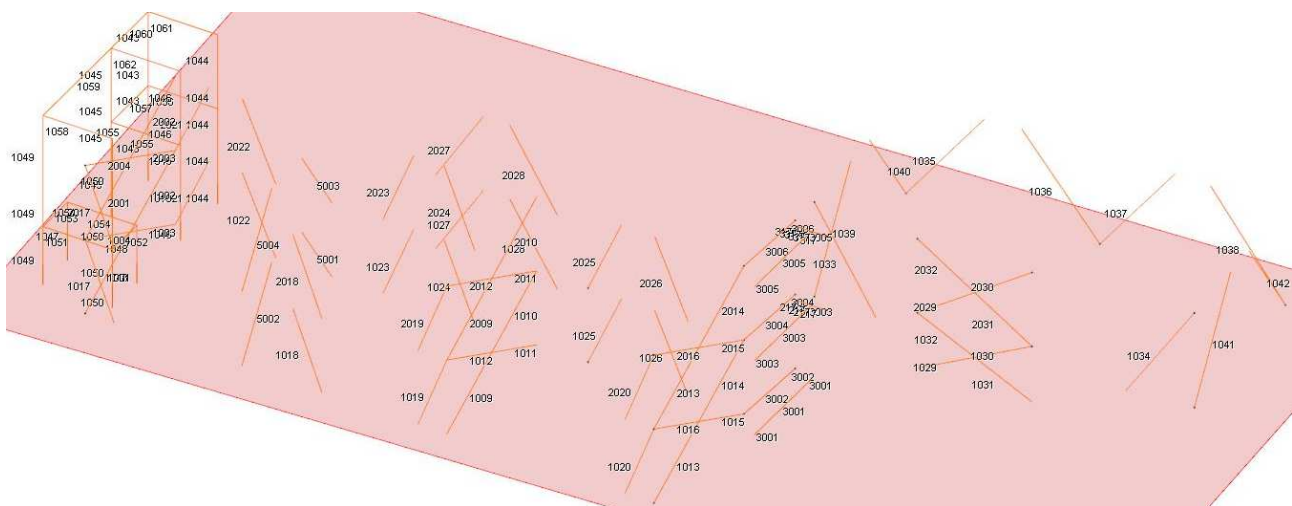
Numerazione nodi piano terra



Numerazione nodi piano primo



Numerazione nodi piano di copertura



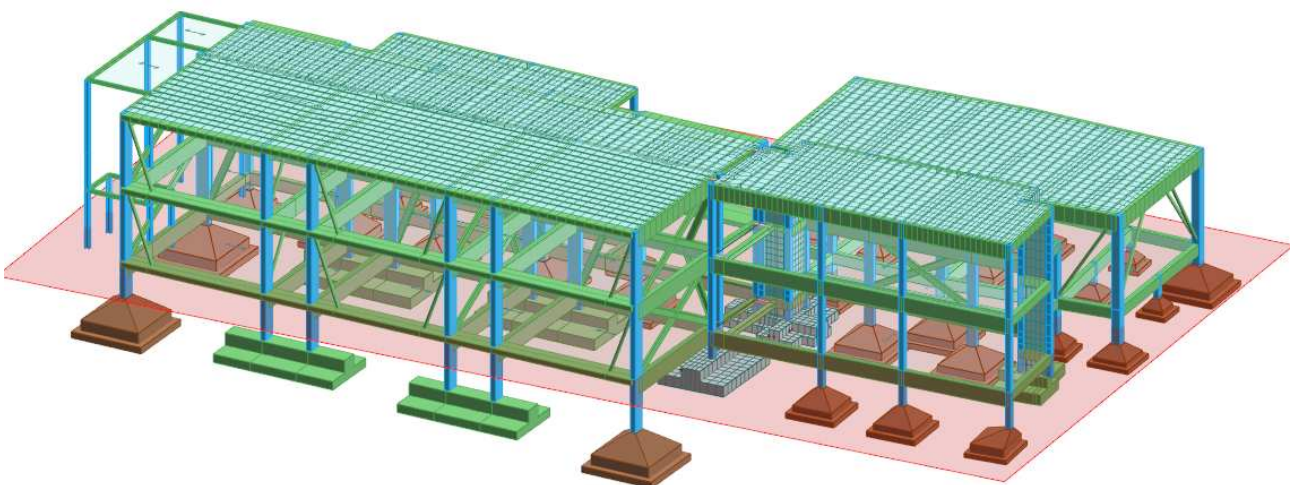
Considerazione sulla rigidezza dei solai di piano

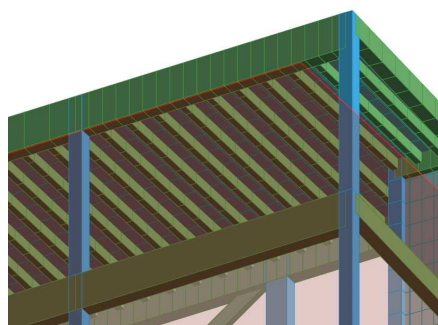
Sul modello utilizzato per le verifiche di resistenza degli elementi è stata utilizzata l'opzione "solai controventati" per caratterizzare la rigidità degli orizzontamenti. Tale opzione consente nel programma di creare campi di solaio rigidi ma distinti tra loro, grazie alla creazione di un reticolo di bielle nel piano dell'orizzontamento; con tale opzione le masse e le forze sismiche rimangono nei nodi della struttura e non vengono applicati direttamente nei baricentri di ciascun impalcato.

Tale ipotesi è senz'altro vera per i solai di piano terra e primo, all'estradosso dei quali viene aggiunta un'ulteriore soletta in c.a. alleggerita armata per rispettare le ipotesi di piano infinitamente rigido descritte al paragrafo 7.2.6 delle NTC2018.

Per l'impalcato di sottotetto si procede invece con il dimostrare che la differenza delle sollecitazioni tra il modello in cui sono stati considerati tutti i solai controventati e un modello in cui sono state modellate le rigidzze effettive degli orizzontamenti sono trascurabili (ampiamente sotto il 10%).

Per fare ciò viene considerato un modello di appoggio sul quale si è deciso di modellare i solai di sottotetto con degli elementi asta corrispondenti ai travetti e degli elementi bidimensionali rappresentanti la soletta in c.a. (vedi immagine sottostante).





Modello FEM di appoggio con solai di sottotetto rappresentati da elementi asta e bidimensionali (nella seconda immagine è rappresentato un ingrandimento dell'intradosso dal quale si vedono i travetti)

Si riporta un estratto delle analisi modale in cui si mostra come i primi modi fondamentali (quelli che eccitano una percentuale di massa significativa) risultano rimanere gli stessi (percentuale di massa e periodo dello stesso ordine di grandezza).

| | Risultato | Cons. | T | %Mx | %My | %Jpz |
|---------|------------|-------|-------|-------|-------|------|
| Totale: | | | | 99.95 | 99.95 | 0.00 |
| 1 | Modo n. 1 | ✓ | 0.362 | 0.01 | 0.22 | 0.00 |
| 2 | Modo n. 2 | ✓ | 0.310 | 0.00 | 0.10 | 0.00 |
| 3 | Modo n. 3 | ✓ | 0.300 | 2.15 | 0.18 | 0.00 |
| 4 | Modo n. 4 | ✓ | 0.285 | 43.53 | 0.19 | 0.00 |
| 5 | Modo n. 5 | ✓ | 0.225 | 0.14 | 0.09 | 0.00 |
| 6 | Modo n. 6 | ✓ | 0.213 | 0.12 | 15.66 | 0.00 |
| 7 | Modo n. 7 | ✓ | 0.205 | 0.23 | 39.00 | 0.00 |
| 8 | Modo n. 8 | ✓ | 0.182 | 0.31 | 0.77 | 0.00 |
| 9 | Modo n. 9 | ✓ | 0.178 | 0.00 | 6.71 | 0.00 |
| 10 | Modo n. 10 | ✓ | 0.167 | 11.75 | 0.01 | 0.00 |
| 11 | Modo n. 11 | ✓ | 0.165 | 1.08 | 0.01 | 0.00 |
| 12 | Modo n. 12 | ✓ | 0.151 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | Modo n. 13 | ✓ | 0.141 | 0.00 | 0.01 | 0.00 |
| 14 | Modo n. 14 | ✓ | 0.134 | 3.37 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | Modo n. 15 | ✓ | 0.131 | 0.00 | 0.01 | 0.00 |
| 16 | Modo n. 16 | ✓ | 0.117 | 0.00 | 0.03 | 0.00 |
| 17 | Modo n. 17 | ✓ | 0.117 | 0.00 | 0.02 | 0.00 |
| 18 | Modo n. 18 | ✓ | 0.117 | 0.09 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | Modo n. 19 | ✓ | 0.117 | 0.01 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | Modo n. 20 | ✓ | 0.117 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

| | Risultato | Cons. | T | %Mx | %My | %Jpz |
|---------|------------|-------|-------|-------|-------|------|
| Totale: | | | | 99.93 | 99.91 | 0.00 |
| 1 | Modo n. 1 | ✓ | 0.318 | 0.07 | 0.22 | 0.00 |
| 2 | Modo n. 2 | ✓ | 0.290 | 45.21 | 0.35 | 0.00 |
| 3 | Modo n. 3 | ✓ | 0.272 | 0.09 | 0.20 | 0.00 |
| 4 | Modo n. 4 | ✓ | 0.214 | 0.11 | 14.51 | 0.00 |
| 5 | Modo n. 5 | ✓ | 0.207 | 0.32 | 40.03 | 0.00 |
| 6 | Modo n. 6 | ✓ | 0.179 | 0.02 | 6.06 | 0.00 |
| 7 | Modo n. 7 | ✓ | 0.177 | 1.13 | 1.01 | 0.00 |
| 8 | Modo n. 8 | ✓ | 0.169 | 10.23 | 0.00 | 0.00 |
| 9 | Modo n. 9 | ✓ | 0.165 | 1.32 | 0.00 | 0.00 |
| 10 | Modo n. 10 | ✓ | 0.151 | 0.01 | 0.00 | 0.00 |
| 11 | Modo n. 11 | ✓ | 0.146 | 0.00 | 0.01 | 0.00 |
| 12 | Modo n. 12 | ✓ | 0.135 | 3.45 | 0.00 | 0.00 |
| 13 | Modo n. 13 | ✓ | 0.129 | 0.00 | 0.01 | 0.00 |
| 14 | Modo n. 14 | ✓ | 0.121 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 15 | Modo n. 15 | ✓ | 0.121 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 16 | Modo n. 16 | ✓ | 0.121 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 17 | Modo n. 17 | ✓ | 0.117 | 0.00 | 0.03 | 0.00 |
| 18 | Modo n. 18 | ✓ | 0.117 | 0.14 | 0.00 | 0.00 |
| 19 | Modo n. 19 | ✓ | 0.117 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 20 | Modo n. 20 | ✓ | 0.117 | 0.01 | 0.00 | 0.00 |

Modello con solai non controventati (a sinistra), Modello con solai controventati (a destra)

In rosso sono indicati i modi principali, cioè quelli significativi in termini di massa che caratterizzano il comportamento sismico della struttura; come si può notare sia i periodi che le masse eccitate sono praticamente identiche e ciò dimostra che questa schematizzazione non influisce sulla risposta sismica.

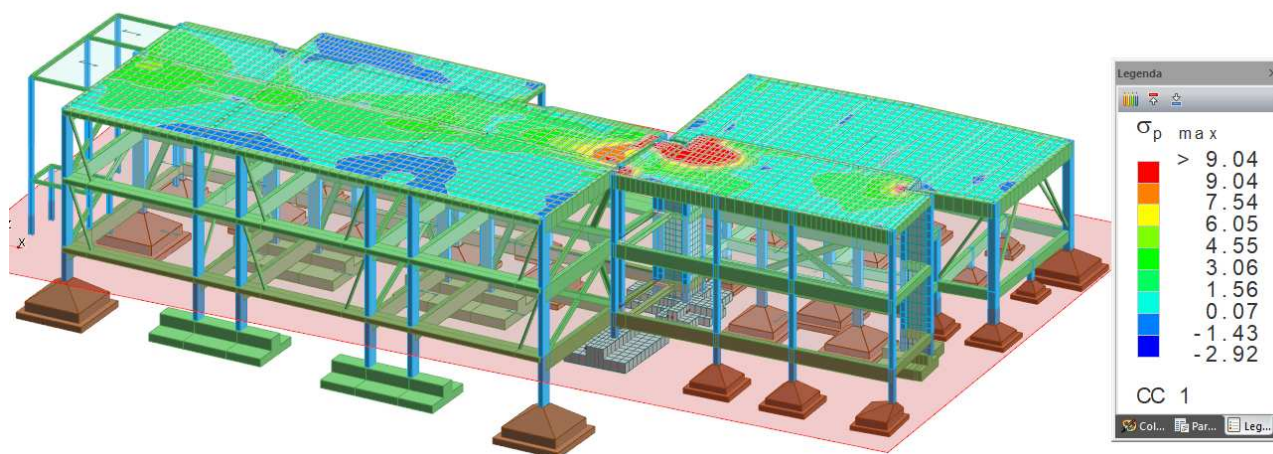
Nell'allegato di calcolo (al quale si rimanda per maggior chiarezza) viene riportato il confronto delle sollecitazioni tra i due modelli per alcune aste rappresentative (pilastri 6, 19, 4, 48, 34). Si nota che le variazioni sono tutte comprese tra l'1 ed il 4%, fatta eccezione per un'asta in cui si arriva all'8%. Si è dimostrato quindi che per le sollecitazioni i due modelli sono del tutto paragonabili e si procede con l'utilizzare il modello con solai controventati per il calcolo delle verifiche di resistenza, il quale risulta più gestibile anche in termini di output di risultati rispetto al modello dettagliato utilizzato per la

rappresentazione dell'effettiva rigidezza dei solai. Per le verifiche di spostamento invece si precederà invece l'utilizzare il modello con la rigidezza effettiva.

Infine viene effettuato un calcolo delle tensioni massime di trazione sulla soletta per confrontare che queste non siano maggiori rispetto alla resistenza a trazione del cls.

$$\text{Trazione resistente} = F_{ctm} / (1.5 \times 1.2) = 16.28 / (1.5 \times 1.2) = 9.04 \text{ daN/cm}^2.$$

Di seguito è stato riportato l'output con la mappatura delle tensioni sulla soletta; in alcune zone (indicate in rosso) la tensione agente risulta superare il valore resistente, per cui si procede con un intervento di consolidamento all'intradosso del solaio, mediante rete in fibra di vetro inglobata in uno strato di cls di spessore 3 cm, collegato ai travetti esistenti mediante tasselli meccanici (si vedano elaborati grafici).



Mappatura tensioni soletta in c.a. (in rosso i valore eccedenti la resistenza)

5.2 ANALISI DEI CARICHI

I carichi adottati sono risultanti delle indagini condotte durante le verifiche sismiche, e dei documenti progettuali rinvenuti.

Solaio Tipo 1 H=16+4cm (piano terreno e primo)

| | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| Peso proprio solaio | 260 Kg/m ² |
| Pavimento e allettamento | 100 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 390 Kg/m² |
| Tramezzi in cartongesso | 120 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G2 tramezzi | 120 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q | 300 Kg/m² |

Trattandosi di solaio esistente, il peso di pavimenti e allettamenti è stato inserito nei G1

Solaio Tipo 2 H=20+4cm (piano terreno e primo)

| | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| Peso proprio solaio | 290 Kg/m ² |
| Pavimento e allettamento | 100 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 420 Kg/m² |
| Tramezzi in cartongesso | 120 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G2 tramezzi | 120 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q | 300 Kg/m² |

Trattandosi di solaio esistente, il peso di pavimenti e allettamenti è stato inserito nei G1

Solaio Tipo 3 H=12+4cm (piano sottotetto non abitabile + copertura)

| | |
|--|---------------------------------|
| Peso proprio solaio | 220+220 = 440 Kg/m ² |
| Incidenza muretti e timpani | 80 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| Carichi permanenti no strutturali copertura | 150 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 700 Kg/m² |
| CARICO PERMANENTE G2 | 0 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{neve} | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{manutenzione} | 50 Kg/m² |

Si è considerato il solaio di copertura, portato dai muretti, come una massa applicata sul solaio di sottotetto

Solaio Tipo 4 H=20+4cm (piano sottotetto non abitabile + copertura)

| | |
|--|---------------------------------|
| Peso proprio solaio | 290+220 = 510 Kg/m ² |
| Incidenza muretti e timpani | 80 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| Carichi permanenti no strutturali copertura | 150 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 770 Kg/m² |
| CARICO PERMANENTE G2 | 0 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{neve} | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{manutenzione} | 50 Kg/m² |

Si è considerato il solaio di copertura, portato dai muretti, come una massa applicata sul solaio di sottotetto

Solaio Tipo 5 (piano sottotetto non abitabile + copertura ex-auditorium)

| | |
|--|---------------------------------|
| Peso proprio solaio | 400+220 = 620 Kg/m ² |
| Incidenza muretti e timpani | 80 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| Carichi permanenti no strutturali copertura | 150 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 880 Kg/m² |
| CARICO PERMANENTE G2 | 0 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{neve} | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q_{manutenzione} | 50 Kg/m² |

Si è considerato il solaio di copertura, portato dai muretti, come una massa applicata sul solaio di sottotetto

Solaio Tipo 6 H=20+4cm (piano terreno ex-auditorium)

| | |
|--------------------------|-----------------------|
| Peso proprio solaio | 290 Kg/m ² |
| Pavimento e allettamento | 100 Kg/m ² |

| | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 420 Kg/m² |
| Tramezzi in cartongesso | 120 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G2 tramezzi | 120 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q | 300 Kg/m² |

Trattandosi di solaio esistente, il peso di pavimenti e allettamenti è stato inserito nei G1

Solaio Tipo 7 H=16+4cm (piano primo zona scale)

| | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| Peso proprio solaio | 260 Kg/m ² |
| Pavimento e allettamento | 100 Kg/m ² |
| Intonaco | 30 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 390 Kg/m² |
| Tramezzi in cartongesso | 120 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G2 tramezzi | 120 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q | 400 Kg/m² |

Trattandosi di solaio esistente, il peso di pavimenti e allettamenti è stato inserito nei G1

Solaio Tipo 8 (pianerottolo zona scale)

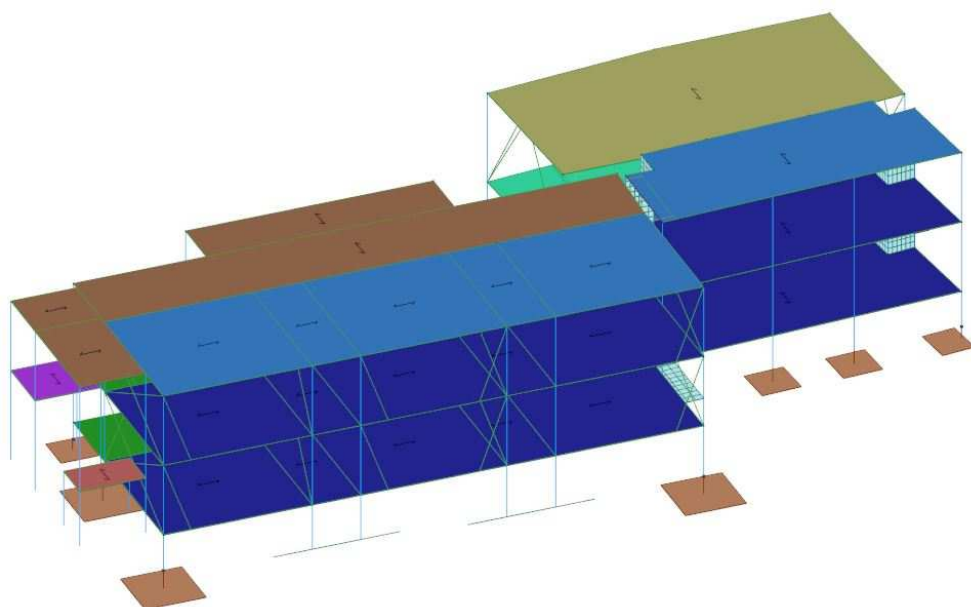
| | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| CARICO PERMANENTE G1 | 395 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q | 400 Kg/m² |

Trattandosi di solaio esistente, il peso di pavimenti e allettamenti è stato inserito nei G1

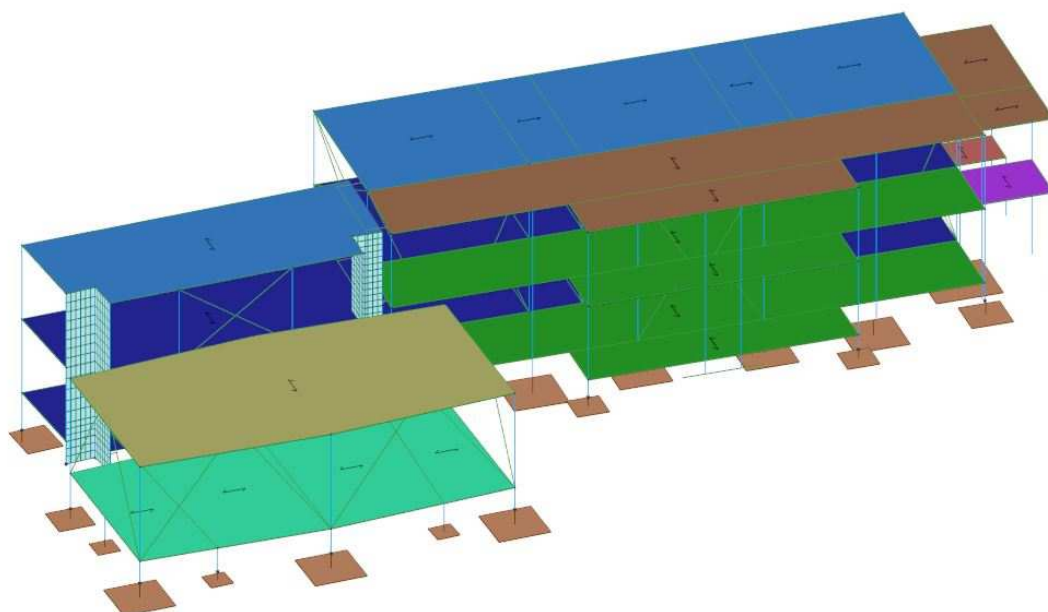
E' stato applicato un carico lineare trasmesso dai tamponamenti esterni pari a $q=1510 \text{ kg/m}$ (perimetro) e un carico lineare trasmesso dai tamponamenti interni (a vantaggio di sicurezza) pari a $q=1510 \text{ kg/m}$.

Si riporta di seguito la localizzazione delle tipologie dei solai esplicitate precedentemente.

| Solai | |
|----------------------------------|--|
| Tipi | |
| 1 Solaio H=16+4cm |  |
| 2 Solaio H=20+4cm |  |
| 3 Solaio copertura H=12+4cm |  |
| 4 Solaio copertura H=20+4cm |  |
| 5 Solaio copertura ex-auditorium |  |
| 6 Solaio PT ex-auditorium |  |
| 7 Solaio H=16+4cm scale |  |
| 8 Pianerottolo scale |  |



Tipologie solai



Tipologie solai

5.3 VALUTAZIONE DEL RISCHIO SISMICO

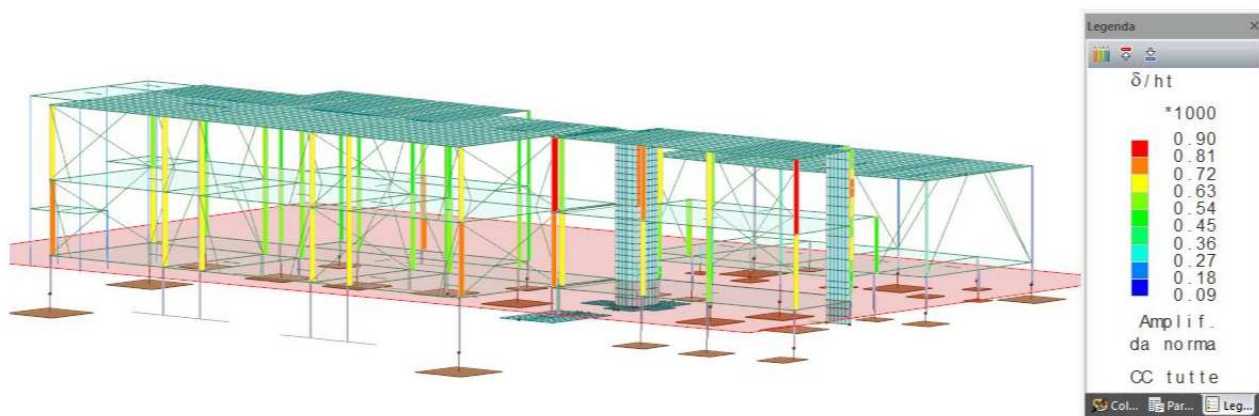
In accordo con la Committenza, si è proceduto con la scelta dei parametri relativi alla strategia di verifica, legati alla **rilevanza del bene**, alla vita nominale e classe d'uso. In particolare si sono assunti i seguenti parametri:

| | | |
|--|--------|----------------|
| Scelta strategia di verifica: | | |
| Vita nominale | V_N | ≥ 50 anni |
| Classe d'uso | Classe | III |
| Coefficiente d'uso | C_U | 1.5 |
| Periodo di riferimento | V_R | ≥ 75 anni |
| Longitudine: 11,18800; Latitudine: 43,66140 | | |

VERIFICHE

In accordo con il capitolo 7 delle NTC2018 vengono effettuate le seguenti verifiche.

VERICHE SLE: Viene eseguita una verifica con spettro limite elastico allo SLO riguardante gli spostamenti della sovrastruttura, i quali devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo SLD nel paragrafo 7.3.7.2 delle NTC2018. Pertanto la verifica risulta soddisfatta se il rapporto tra gli spostamenti interpiano e l'altezza di interpiano risulta inferiore a 3.33.



Spostamenti interpiano SLO

VERICHE SLV: Viene eseguita una verifica in termini di resistenza della struttura applicando uno spettro allo SLV con fattore di struttura q pari ad 1.5. Per gli esiti delle verifiche si rimanda al paragrafo successivo contenente il tasso di sfruttamento degli elementi.

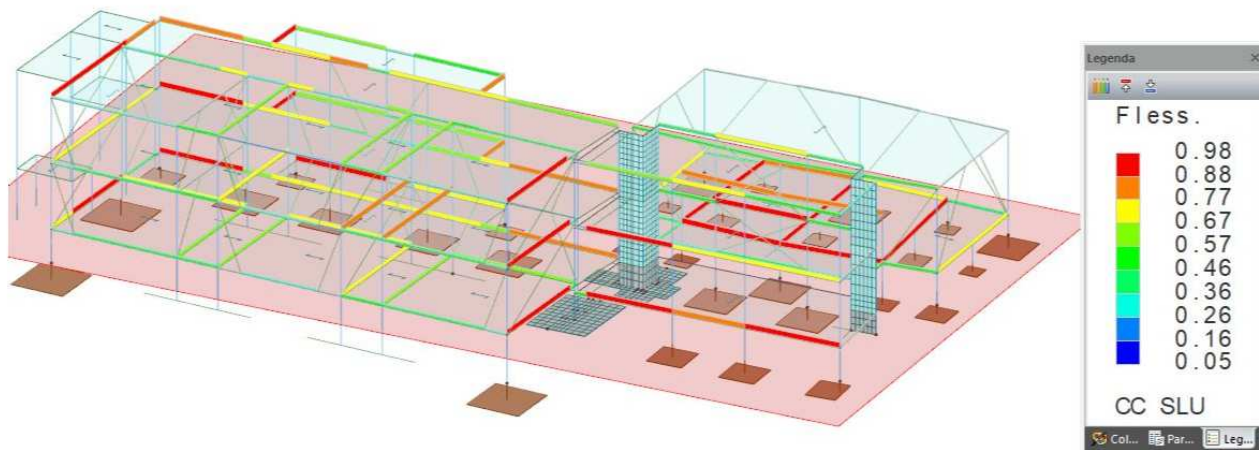
TASSI DI SFRUTTAMENTO DEGLI ELEMENTI

Si riportano i tassi di sfruttamento degli elementi a SLU e SLV della sovrastruttura dopo aver dimensionato opportunamente ed inserito nella modellazione il sistema di controventatura in acciaio e i nuovi setti in c.a. Si evidenzia quanto segue:

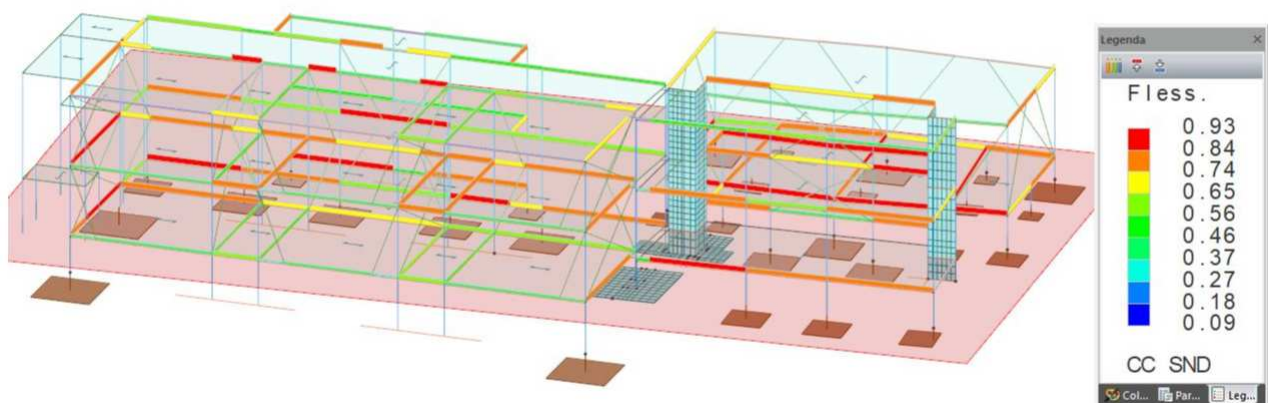
- **SLU fondamentale:** tutti gli elementi risultano verificati, eccetto alcune travi a taglio di piano primo e sottotetto, e 3 pilastri al piano primo a pressoflessione;
- **SLV:** tutti gli elementi risultano verificati, eccetto alcune travi a taglio di piano primo e sottotetto, 3 pilastri nel blocco aule al piano primo a pressoflessione ed alcuni nodi trave-pilastro per i quali è

stato fatto un modello a parte consolidati con FRP, e due pilastri del blocco auditorium (P31 P32) consolidati a flessione mediante FRP, introdotti già sul modello di calcolo principale (verifiche in allegato di calcolo 05);

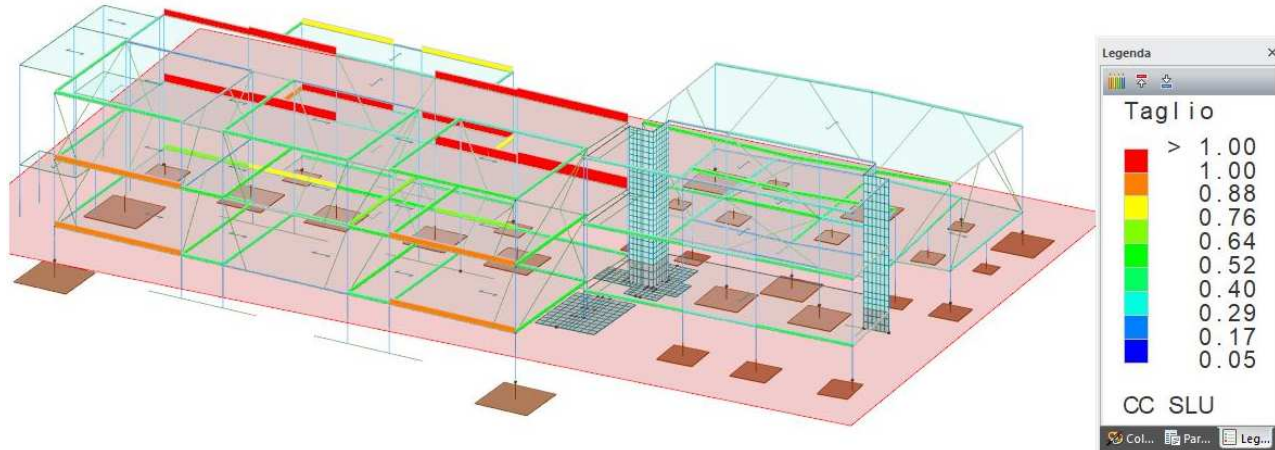
In rosso sono rappresentati gli elementi non verificati a taglio (travi) o pressoflessione (pilastri) e quindi da consolidare.



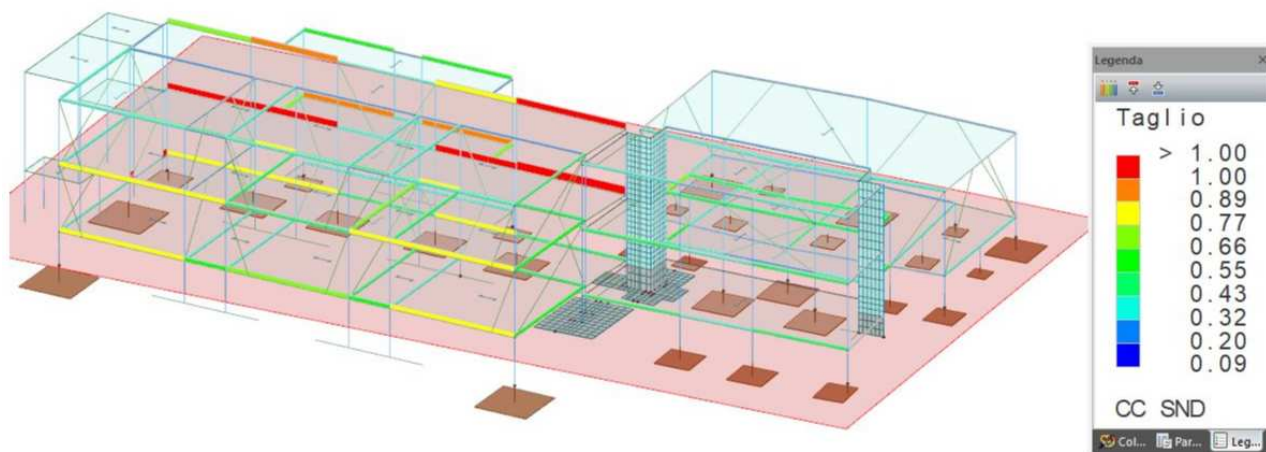
Travi - Tasso di sfruttamento a flessione per analisi statica (<1 verificato)



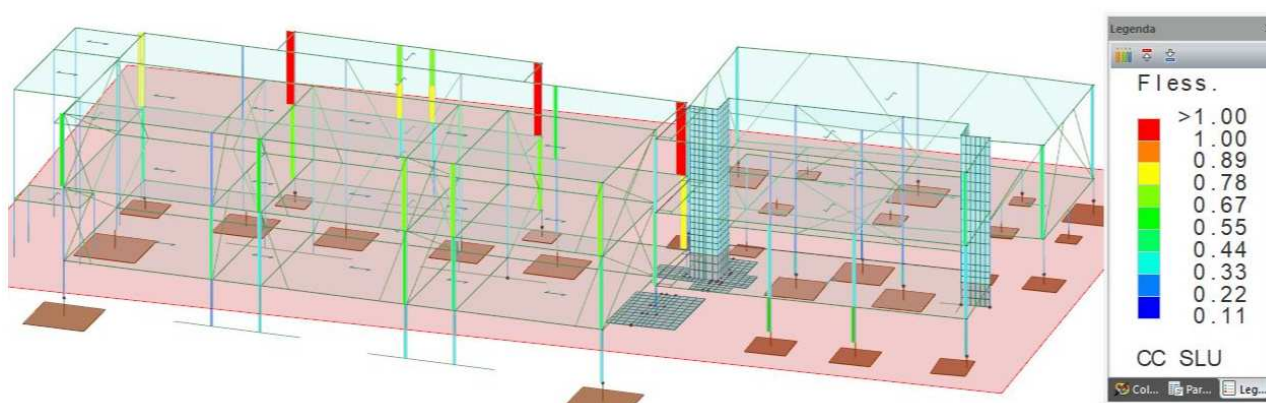
Travi - Tasso di sfruttamento a flessione per analisi sismica (<1 verificato)



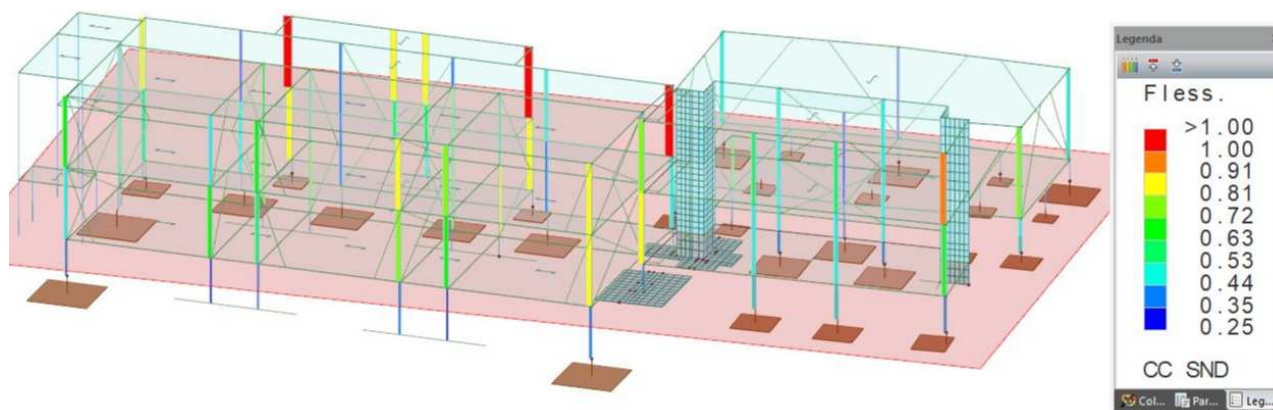
Travi - Tasso di sfruttamento a taglio per analisi statica (in rosso tasso >1 e quindi non verificato)



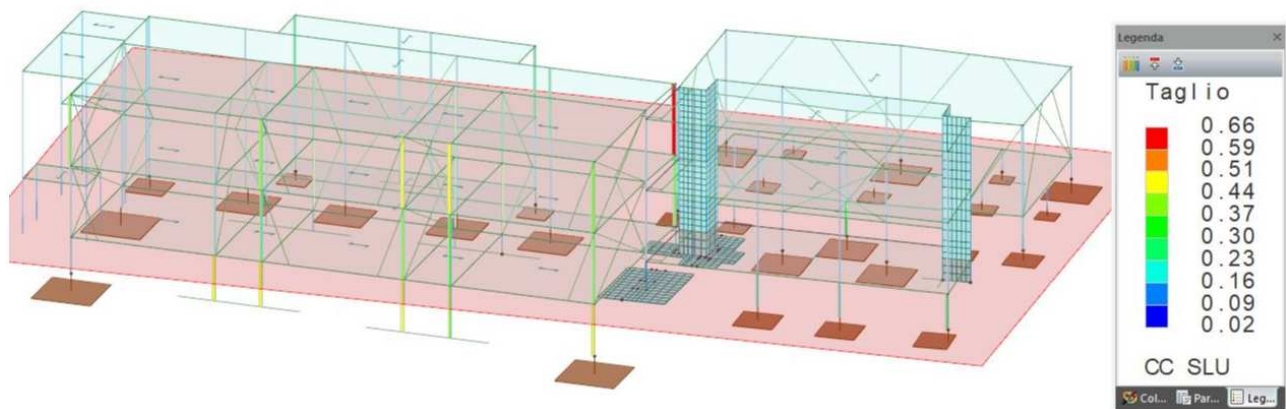
Travi - Tasso di sfruttamento a taglio per analisi sismica (in rosso tasso >1 e quindi non verificato)



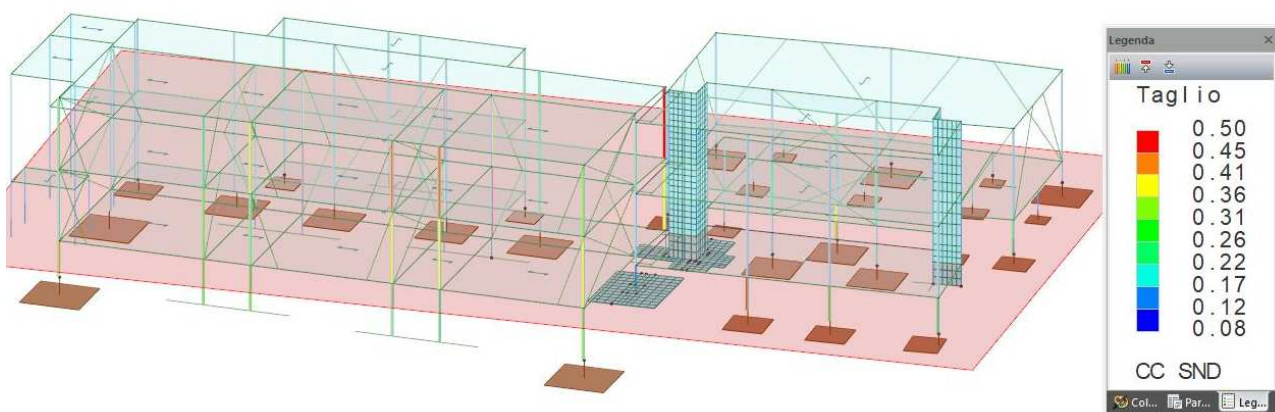
Pilastri - Tasso di sfruttamento a pressoflessione per analisi statica (in rosso tasso >1 e quindi non verificato)



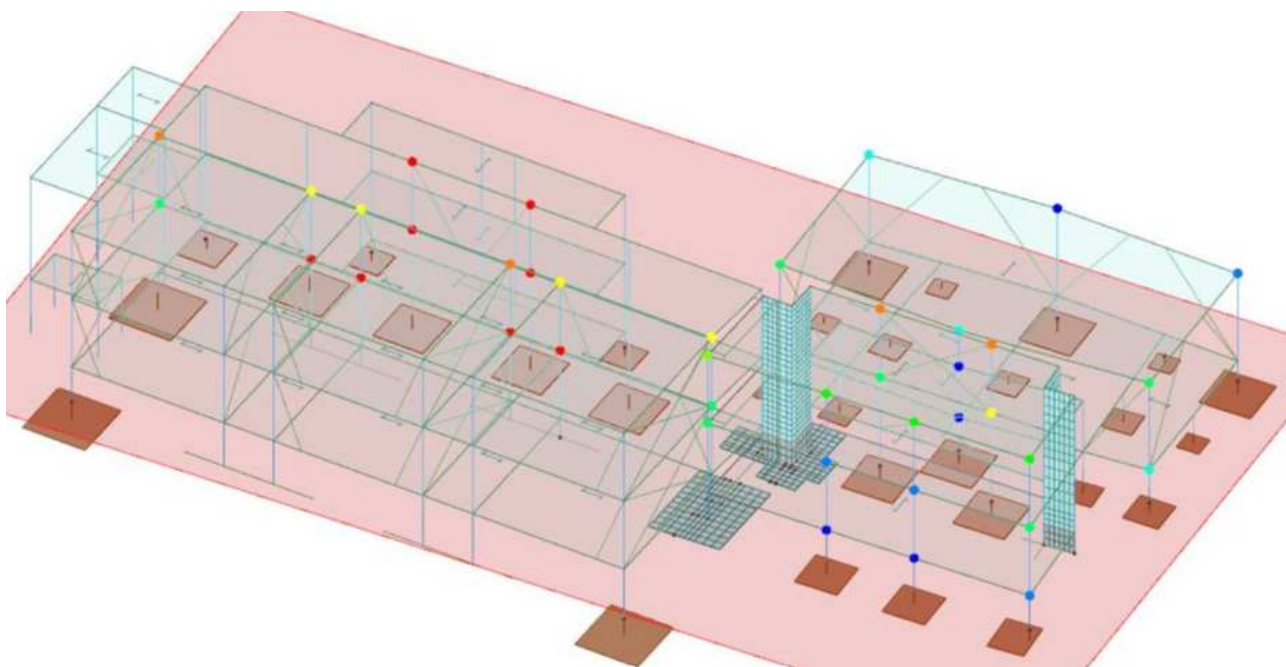
Pilastri - Tasso di sfruttamento a pressoflessione per analisi sismica (in rosso tasso >1 e quindi non verificato)



Pilastri - Tasso di sfruttamento a taglio per analisi statica (<1 verificato)



Pilastri - Tasso di sfruttamento a taglio per analisi sismica (<1 verificato)



Nodi - Tasso di sfruttamento a trazione diagonale per analisi sismica (in rosso tasso >1 e quindi non verificato, sui quali si interviene così come descritto in seguito)

Si precisa che il pilastro 18 risulta essere non verificato sul modello di calcolo nella sezione superiore del piano primo; in tale sezione può essere omessa la verifica in quanto è presente l'aumento in cls di sezione del pilastro per la posa in opera dello shock transmitter, trasformando questa porzione di pilastro in un nodo e quindi assimilabile ad una zona rigida. I pilastri di limitata altezza (elementi tozzi) posti tra il piano terreno e le fondazioni non sono stati verificati come aste semplici perché per loro non è applicabile la teoria di *de Saint Venant*, in quanto la loro lunghezza è ampiamente inferiore alla dimensione geometrica in pianta della sezione; è stata quindi eseguita una verifica a taglio delle sole barre di armatura a cui è stata data l'azione tagliante letta sul modello in corrispondenza del vincolo di tali elementi tozzi; la verifica ha fornito esiti positivi.

Per alcuni elementi risultano dunque non soddisfatte le verifiche di sicurezza e si rendono quindi necessari interventi di consolidamento strutturale sulla **sovrastuttura, previsti con nastri in fibra di carbonio, piatti in acciaio o inserimento di profili in acciaio sotto le travi che non si verificano a taglio. Tali interventi localizzati sono progettati in modo da non alterare i prospetti esterni dell'edificio.**

Per le verifiche dei rinforzi in fibra di carbonio di travi e pilastri si rimanda all'allegato di calcolo.

Consolidamenti travate

Rinforzo travata 134 tra pilastri 17-18

La travata 134 viene consolidata a momento negativo mediante l'introduzione di un $\Phi 16$ all'estradosso posto nell'aumento di sezione della travata realizzato mediante demolizione localizzata delle pignatte in laterizio del solaio lasciando in opera i travetti (si vedano particolari di dettaglio). Sul modello di calcolo è stata introdotta una barra di armatura di diametro 16 mm.

Rinforzo travata 132 tra pilastri 15-16

La travata 132 viene consolidata a momento negativo mediante l'introduzione di $2\Phi 16$ (si vedano particolari di dettaglio). Sul modello di calcolo sono state introdotte due barre di armatura di diametro 16 mm.

Rinforzo travata 108

La travata 108 viene consolidata a momento negativo tramite due barre sagomate di diametro 16 mm annegate nella soletta, previa scarifica della stessa e della trave oggetto del consolidamento fino al ritrovamento delle staffe esistenti. Le nuove armature sono sagomate in modo da poter essere poste sul perimetro del pilastro esistente (si vedano elaborati grafici).

Sul modello di calcolo sono semplicemente state introdotte due barre di armatura di diametri 16 mm.

Rinforzo travata 208 tra pilastri 8-9 e 10-11

La travata 208 viene consolidata a momento negativo tramite due barre sagomate di diametro 12 mm annegate nella soletta, previa scarifica della stessa e della trave oggetto del consolidamento fino al ritrovamento delle staffe esistenti. Le nuove armature sono sagomate in modo da poter essere poste sul perimetro del pilastro esistente (si vedano elaborati grafici). Sul modello di calcolo sono semplicemente state introdotte due barre di armatura di diametri 12 mm.

Rinforzo travata 208 tra pilastri 7-8 e 11-12

La travata 208 viene consolidata a momento positivo mediante applicazioni di nastri in C-FRP all'intradosso. Sul modello di calcolo sono stati introdotti i nastri in fibra di carbonio all'intradosso.

Rinforzo travata 212 tra pilastri 19-22

La travata 212 viene consolidata a taglio mediante allargamento della sezione ed introduzione di nuove staffe ad integrazione di quella esistente; la verifica viene effettuata automaticamente dal programma di calcolo mediante la modifica geometrica che prevede l'allargamento della sezione di 20 cm e staffe a 4 braccia per considerare anche quelle introdotte nell'intervento.

Rinforzo travata 232 tra pilastri 15-16

La travata 232 viene consolidata a momento negativo mediante l'introduzione di 4 Φ 12 superiori in campata; le criticità a momento positivo sono invece risolte mediante applicazioni di nastri in C-FRP all'intradosso. E' previsto inoltre un rinforzo a taglio mediante CFRP.

Sul modello di calcolo sono state semplicemente introdotte 4 barre di armatura di diametro 12 mm e in nastri in fibra di carbonio all'intradosso.

Rinforzo travata 213 tra pilastri 46-47

La travata 213 viene consolidata a momento negativo mediante l'introduzione di un Φ 20 all'estradosso posto nell'aumento di sezione della travata realizzato mediante demolizione localizzata delle pignatte in (si vedano particolari di dettaglio).

Sul modello di calcolo è stata introdotta una barra di armatura di diametro 20 mm.

Rinforzo travata 227 tra pilastri 25-26

Le travate 227-213 vengono consolidate a momento negativo mediante l'introduzione di un Φ 20 all'estradosso posto nell'aumento di sezione della travata realizzato mediante demolizione localizzata delle pignatte in laterizio del solaio lasciando in opera i travetti (si vedano particolari di dettaglio).

Sul modello di calcolo è stata introdotta una barra di armatura di diametro 20 mm.

Rinforzo travate 231-233-234-331-333-334-209-309 (PART. 08-09)

Le travate elencate precedentemente vengono consolidate a taglio mediante l'introduzione di profili IPE200 all'intradosso, collegati tramite barre filettate ai pilastri esistenti. A tali elementi viene data la totalità del taglio agente sulla trave. Per semplicità si progetta il consolidamento più sollecitato, corrispondente alla travata 234 interessata da un'azione tagliante di 11019 daN (Ved)

Area resistente a taglio IPE 200 = 14 cmq

$V_{rd} = 14 \times 2750 / (1.05 \times \text{rad}q3) = 21169 \text{ daN}$ VERIFICA SODDISFATTA

L'ancoraggio avviene mediante n.4 barre metalliche filettate M20 cl. 8.8, inghisate con ancorante per carichi sismici di tipo HIT-RE 500 V3 o qualsiasi altro prodotto avente caratteristiche simili.

Sforzo sulla singola barra => $V_{ed} = 11019 / 4 = 2754 \text{ daN}$

Ipotizzando di utilizzare una barra M20 con l'ancorante specificato precedentemente si ottiene uno sforzo resistente raccomandato pari a:

$V_{rd} = 3490 / 1.2 = 2098 \text{ daN}$ (1.2 = F.C.)

VERIFICA SODDISFATTA

Il collegamento alla piastra d'anima attraverso la quale si ha il collegamento al pilastro esistente viene realizzato mediante n. 4 bulloni M16.

Sforzo sul singolo bullone => $V_{ed} = 11019/4 = 2754 \text{ daN}$

| Sollecitazioni | |
|------------------------|-------|
| $F_{v,Ed} \text{ (N)}$ | 27540 |
| $F_{t,Ed} \text{ (N)}$ | 0 |

| Bulloni | |
|----------------------------------|------|
| Classe | 8.8 |
| d (mm) | 16 |
| γ_{M2} | 1.25 |
| $f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | 640 |
| $f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | 800 |
| $A_n \text{ (mm}^2\text{)}$ | 201 |
| $A_{res} \text{ (mm}^2\text{)}$ | 157 |

| Piastra di collegamento | |
|----------------------------------|------|
| Acciaio | S275 |
| t (mm) | 5.6 |
| γ_{M2} | 1.25 |
| $d_0 \text{ (mm)}$ | 17 |
| $f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | 430 |

| Caratteristiche resistenti bulloni | | |
|------------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Classe | $f_{yb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ | $f_{tb} \text{ (N/mm}^2\text{)}$ |
| 4.6 | 240 | 400 |
| 5.6 | 300 | 500 |
| 6.8 | 480 | 600 |
| 8.8 | 640 | 800 |
| 10.9 | 900 | 1000 |

| Caratteristiche geometriche bulloni | | |
|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------|
| d (mm) | $A_n \text{ (mm}^2\text{)}$ | $A_{res} \text{ (mm}^2\text{)}$ |
| 12 | 113 | 84 |
| 14 | 153 | 115 |
| 16 | 201 | 157 |
| 18 | 254 | 192 |
| 20 | 314 | 245 |
| 22 | 380 | 303 |
| 24 | 452 | 353 |
| 27 | 572 | 459 |
| 30 | 706 | 561 |

Verifica di resistenza con formula 4.2.65

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

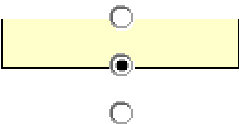
| | |
|--|-------|
| $\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}}$ | 0.457 |
|--|-------|

| | |
|------------------------|-------|
| $F_{v,Rd} \text{ (N)}$ | 60288 |
| $F_{t,Rd} \text{ (N)}$ | 90432 |

| | |
|-----------------------------|-------|
| $\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}}$ | 0.000 |
|-----------------------------|-------|

Verifica a rifollamento con formula 4.2.61

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{b,Rd}} \leq 1 \text{ con } F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

| Tipo di unione | |
|---|---|
|  | Esposta a fenomeni corrosivi o ambientali |

| | |
|--|---|
| | Non esposta a fenomeni corrosivi o ambientali |
| | Elementi resistenti alla corrosione (EN10025-5) |

| | | | | |
|------------|----|------|-----------------|------|
| e_1 (mm) | 30 | 20.4 | $\leq e_1 \leq$ | --- |
| e_2 (mm) | 30 | 20.4 | $\leq e_2 \leq$ | --- |
| p_1 (mm) | 50 | 37.4 | $\leq p_1 \leq$ | 78.4 |
| p_2 (mm) | 50 | 40.8 | $\leq p_2 \leq$ | 78.4 |

$\alpha = \min \{e_1/(3d_0) ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni di bordo // al carico applicato

$\alpha = \min \{p_1/(3d_0)-0,25 ; f_{tb}/f_{tk} ; 1\}$ per bulloni interni // al carico applicato

$k = \min \{2,8e_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni di bordo _|_ al carico applicato

$k = \min \{1,4p_2/d_0-1,7 ; 2,5\}$ per bulloni interni _|_ al carico applicato

| | |
|----------------|-------|
| α_{MIN} | 0.588 |
| k_{MIN} | 2.418 |

| | |
|----------------|-------|
| $F_{b,Rd}$ (N) | 43834 |
|----------------|-------|

| | |
|-------------------------------|-------|
| $\frac{F_{v, Ed}}{F_{b, Rd}}$ | 0.628 |
|-------------------------------|-------|

Le travate 209-309 per questioni di realizzazione del giunto tra la trave metallica e cls vengono consolidate mediante UPN200, mentre l'ancoraggio con gli elementi di calcestruzzo avviene mediante le medesime barre (già verificate).

Area resistente a taglio UPN 200 = 17,7 cmq

$V_{rd} = 17,7 \times 2750 / (1.05 \times \sqrt{3}) = 27551 \text{ daN}$ VERIFICA SODDISFATTA

Consolidamenti nodi

Si decide di consolidare i nodi non verificati a trazione diagonale mediante il sistema C.A.M., ovvero andando a confinare i nodi stessi mediante nastri in acciaio preteso.

I nodi in questione risultano essere 4 in corrispondenza del solaio di piano primo (pilastri 8-9-10-11) e 4 in corrispondenza del telaio compreso tra i pilastri 15 e 16.

Poiché la normativa ammette la NON verifica dei nodi a trazione diagonale nelle strutture nuove, NON dissipative in classe B, purché vengano rispettati i dettagli costruttivi del capitolo 7 (in particolare il posizionamento delle staffe nei nodi ai fini del confinamento dello stesso), si è calcolato le staffe che andrebbero nel nodo laddove si progettasse come nuova struttura, e successivamente l'area di quest'ultime è stata trasformata in area equivalente dei nastri C.A.M. Secondo le indicazioni della normativa, le staffe nel nodo devono essere le stesse della zona critica del pilastro, estese nel nodo stesso con lo stesso passo. Quindi secondo quanto riportato al paragrafo 7.4.6.2 delle NTC18 si è determinata un'area delle staffe che andrebbe nel nodo pari a circa 339.12mm², caratterizzata da un acciaio B450C che avrebbe una tensione di snervamento di progetto di 391.3 N/mm². Considerando che i nastri C.A.M. presentano una tensione di snervamento di progetto di 560 N/mm², si ottiene un'area equivalente pari a

486 mm². Un singolo nastro presenta un'altezza di 19mm e uno spessore di 0.90mm, quindi un'area di 17.1 mm². Ogni singolo nastro sulla sezione presenta 2 braccia come le staffe di comune utilizzo, pertanto dividendo l'area equivalente per il doppio dell'area della sezione del nastro si ottiene un numero di nastri da utilizzare pari a 14.21, che ci porta quindi ad adottare sui vari nodi da consolidare 15 in totale disposti su 5 livelli a triplo ricorso.

5.5 FONDAZIONI

La fondazione attuale è costituita da plinti di dimensione variabile e alcune travi in c.a.

Cautelativamente si riporta il calcolo delle tensioni massime sul plinto 17 e 14 (nodo 84 e 72 sul modello di calcolo) individuato come il più sollecitato, andando a verificare che tale valore non superi la capacità portante.

MASSIME TENSIONI IN FONDAZIONE PLINTO 17

Verifica Plinti in c.a.

| | |
|----|---|
| lx | lunghezza sull'asse X |
| ly | lunghezza sull'asse Y |
| A | area di base |
| ex | eccentricità rispetto all'asse X |
| ey | eccentricità rispetto all'asse Y |
| mx | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse X |
| my | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse Y |
| N | sforzo normale agente |
| Mx | momento rispetto all'asse X |
| My | momento rispetto all'asse Y |
| φx | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |
| φy | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |

| snellezza | m=6ei/li | | | | |
|-----------|----------|------|------|------|------|
| | 0 | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 |
| 0 | 1 | 0.74 | 0.59 | 0.44 | 0.33 |

Verifica Plinti STATICA

| n plinto | lx (cm) | ly (cm) | A (cmq) | N (Kg) | Mx (Kgm) | My (Kgm) | ex (cm) | ey (cm) | lx/6 (cm) | ly/6 (cm) | verifica trazione x | verifica trazione y | mx | my | φx | φy | σ |
|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|-----------|-----------|---------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 78285.00 | 2608.00 | 759.00 | 0.97 | 3.33 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.020 | 0.069 | 0.985 | 0.950 | 1.00 |

Verifica Plinti in c.a.

| | |
|----|---|
| lx | lunghezza sull'asse X |
| ly | lunghezza sull'asse Y |
| A | area di base |
| ex | eccentricità rispetto all'asse X |
| ey | eccentricità rispetto all'asse Y |
| mx | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse X |
| my | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse Y |
| N | sforzo normale agente |
| Mx | momento rispetto all'asse X |
| My | momento rispetto all'asse Y |
| φx | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |
| φy | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |

| snellezza | m=6ei/li | | | | |
|-----------|----------|------|------|------|------|
| | 0 | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 |
| 0 | 1 | 0.74 | 0.59 | 0.44 | 0.33 |

Verifica Plinti SISMICA

| n plinto | lx (cm) | ly (cm) | A (cmq) | N (Kg) | Mx (Kgm) | My (Kgm) | ex (cm) | ey (cm) | lx/6 (cm) | ly/6 (cm) | verifica trazione x | verifica trazione y | mx | my | φx | φy | σ |
|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|-----------|-----------|---------------------|---------------------|-------|-------|-------|-------|------|
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 75865.00 | 9663.00 | 3158.00 | 4.16 | 12.74 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.086 | 0.264 | 0.938 | 0.837 | 1.15 |
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 45928.00 | 25630.00 | 2785.00 | 6.06 | 55.80 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.125 | 1.155 | 0.913 | 0.545 | 1.10 |
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 32049.00 | 13355.00 | 4142.00 | 12.92 | 41.67 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.267 | 0.862 | 0.835 | 0.629 | 0.73 |

MASSIME TENSIONI IN FONDAZIONE PLINTO 14

Verifica Plinti in c.a.

| | |
|----------|---|
| lx | lunghezza sull'asse X |
| ly | lunghezza sull'asse Y |
| A | area di base |
| ex | eccentricità rispetto all'asse X |
| ey | eccentricità rispetto all'asse Y |
| mx | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse X |
| my | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse Y |
| N | sforzo normale agente |
| Mx | momento rispetto all'asse X |
| My | momento rispetto all'asse Y |
| ϕ_x | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |
| ϕ_y | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |

| snellezza | m=6ei/li | | | | | |
|-----------|----------|------|------|------|------|--------|
| | 0 | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 | |
| 0 | 1 | 0.74 | 0.59 | 0.44 | 0.33 | Φ |

Verifica Plinti SISMICA

| n plinto | lx (cm) | ly (cm) | A (cmq) | N (Kg) | Mx (Kgm) | My (Kgm) | ex (cm) | ey (cm) | lx/6 (cm) | ly/6 (cm) | verifica trazione x | verifica trazione y | mx | my | ϕ_x | ϕ_y | σ |
|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|-----------|-----------|---------------------|---------------------|-------|-------|----------|----------|----------|
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 48683.00 | 17734.00 | 1446.00 | 2.97 | 36.43 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.061 | 0.754 | 0.955 | 0.661 | 0.92 |
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 46336.00 | 35115.00 | 1820.00 | 3.93 | 75.78 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.081 | 1.568 | 0.941 | 0.420 | 1.39 |
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 48290.00 | 24400.00 | 2772.00 | 5.74 | 50.53 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.119 | 1.045 | 0.917 | 0.577 | 1.09 |

Verifica Plinti in c.a.

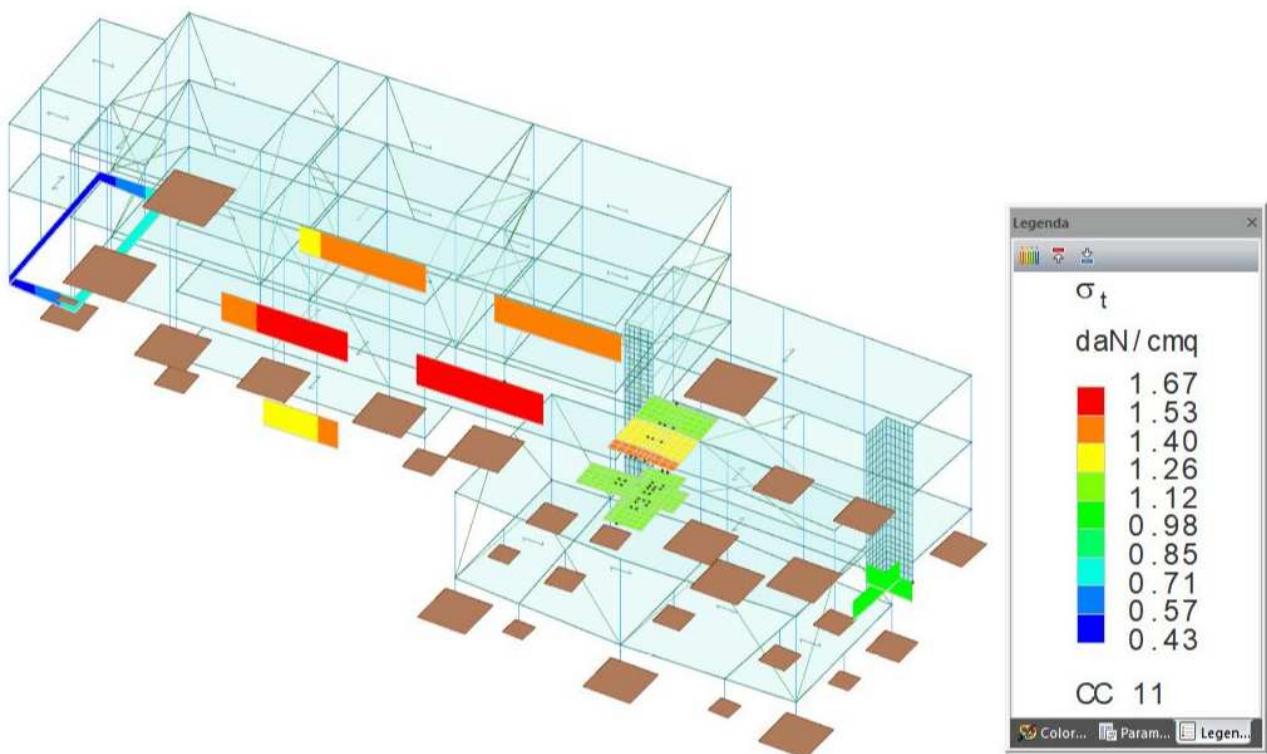
| | |
|----------|---|
| lx | lunghezza sull'asse X |
| ly | lunghezza sull'asse Y |
| A | area di base |
| ex | eccentricità rispetto all'asse X |
| ey | eccentricità rispetto all'asse Y |
| mx | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse X |
| my | coefficiente di eccentricità rispetto all'asse Y |
| N | sforzo normale agente |
| Mx | momento rispetto all'asse X |
| My | momento rispetto all'asse Y |
| ϕ_x | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |
| ϕ_y | coefficiente di riduzione della resistenza di materiale |

| snellezza | m=6ei/li | | | | | |
|-----------|----------|------|------|------|------|--------|
| | 0 | 0.5 | 1 | 1.5 | 2 | |
| 0 | 1 | 0.74 | 0.59 | 0.44 | 0.33 | Φ |

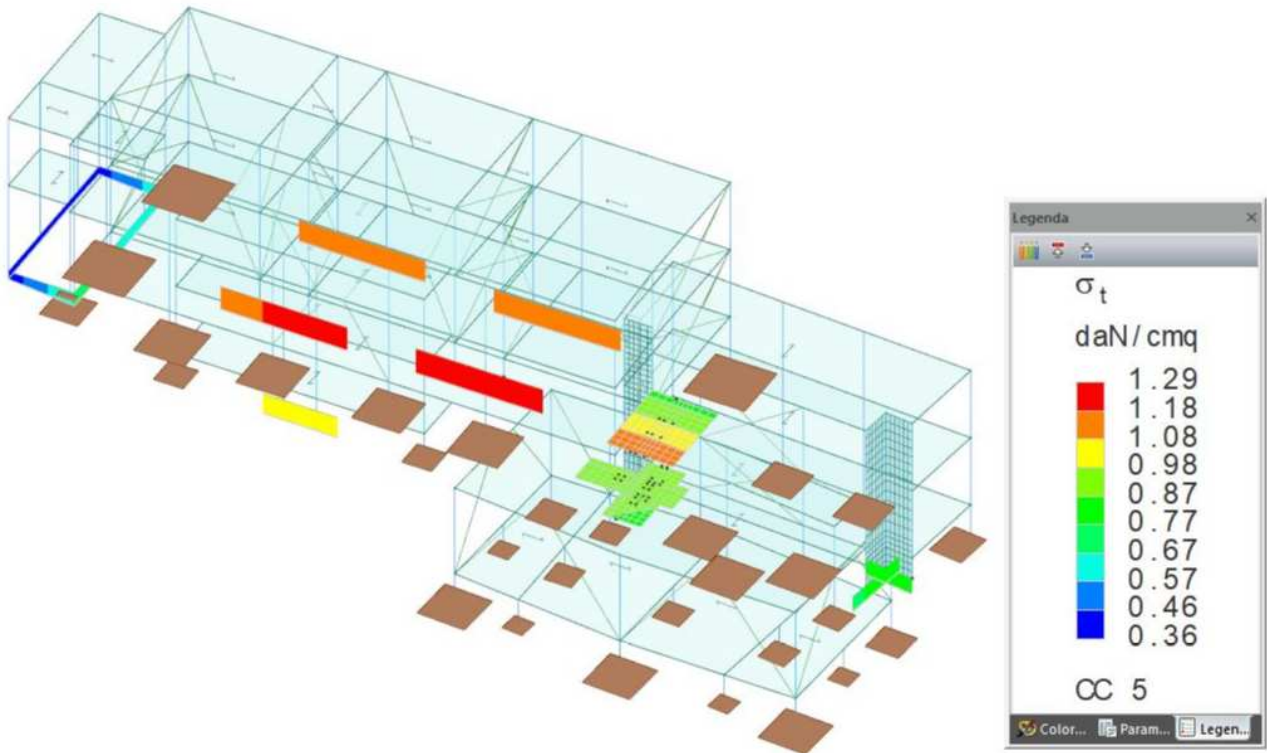
Verifica Plinti STATICA

| n plinto | lx (cm) | ly (cm) | A (cmq) | N (Kg) | Mx (Kgm) | My (Kgm) | ex (cm) | ey (cm) | lx/6 (cm) | ly/6 (cm) | verifica trazione x | verifica trazione y | mx | my | ϕ_x | ϕ_y | σ |
|----------|---------|---------|---------|----------|----------|----------|---------|---------|-----------|-----------|---------------------|---------------------|-------|-------|----------|----------|----------|
| 14 | 290 | 290 | 84 100 | 67327.00 | 4094.00 | 548.00 | 0.81 | 6.08 | 48.33 | 48.33 | C | C | 0.017 | 0.126 | 0.987 | 0.913 | 0.89 |

MASSIME TENSIONI SU ELEMENTI NASTRIFORMI



Combinazione statica



Combinazione sismica

La tensione massima sul terreno sui plinti risulta essere di **1.39 kg/cm²** minore della capacità portante pari a **4.44 kg/cm²**, pertanto la verifica risulta soddisfatta. Si sottolinea il fatto che a seguito dell'introduzione del sistema di controventamento i momenti agenti sui plinti si sono ridotti notevolmente, in quanto all'interno lavorano principalmente a compressione.

Anche le tensioni agenti sulle travi di fondazione pari a 1.39 kg/cm² risultano essere a ampiamente inferiori a quella resistente per elementi nastriformi, stimata per i cordoli dell'US03-04 ad un valore di circa a 4 kg/cm².

Si rimanda all'allegato di calcolo per la lettura delle sollecitazioni sui plinti.

5.7 GIUNTI SISMICI

I giunti sismici non risultano allo stato attuale adeguati, pertanto in corrispondenza delle unità strutturali soggette a miglioramento sismico si andrà ad intervenire direttamente sui giunti.

Giunto strutturale US01 - US02

Il giunto tra la US01 e la US02 viene eliminato sotto il punto di vista sismico tramite l'introduzione di 4 *shock transmitters*, potendo quindi considerare per le azioni *dinamiche* (sismica) un'unica unità strutturale. Per le azioni invece *lente* viene garantita la deformabilità delle due strutture sempre grazie a tali elementi. Si precisa che l'azione assiale massima alla quale tali dispositivi ed i loro collegamenti sono stati dimensionati risulta essere pari a 31200 daN

Giunto strutturale US02 - US03

Si prevede l'arretramento della US03 tramite demolizione della parte in muratura a contatto con la US02 e realizzazione di un nuovo telaio in c.a. ammorsato con la muratura esistente.

Il giunto sismico previsto è di 10 cm. Si riporta di seguito la tabella degli spostamenti nodali assoluti della struttura US 02 (nodi 61-62) in fase sismica relativi allo SLV con l'azione sismica di progetto non ridotta al 60%: si nota che lo spostamento in direzione y massimo risulta essere pari a 1.1 cm, per cui il giunto sismico risulta essere ampiamente verificato anche nell'ipotesi di movimento controfase tra le due strutture. Si precisa inoltre che la struttura US 03 essendo costituita da setti murari e quindi più rigida genera degli spostamenti inferiori a quelli elencati di seguito.

| Nodo | CC | TCC | Sx <m> | Sy <m> |
|------|----|-----|-----------|-----------|
| -61 | 1 | SND | 0.01247 | 0.00426 |
| | 1 | SND | -0.01243 | -0.00366 |
| | 2 | SND | 0.01174 | -0.00162 |
| | 2 | SND | -0.01170 | 0.00222 |
| | 3 | SND | 0.00486 | 0.01040 |
| | 3 | SND | -0.00482 | -0.00981 |
| | 4 | SND | -0.00239 | 0.00979 |
| | 4 | SND | 0.00243 | -0.00919 |
| -62 | 1 | SND | 0.01247 | 0.00662 |
| | 1 | SND | -0.01243 | -0.00603 |
| | 2 | SND | 0.01174 | 0.00074 |
| | 2 | SND | -0.01170 | -0.00015 |
| | 3 | SND | 0.00486 | 0.01111 |
| | 3 | SND | -0.00482 | -0.01052 |
| | 4 | SND | -0.00239 | 0.00908 |
| | 4 | SND | 0.00243 | -0.00849 |

Giunto strutturale US02 – zona non soggetta ad intervento del blocco aule

Si prevede l'arretramento della US02 tramite demolizione del telaio terminale in c.a. a contatto con la zona non oggetto di intervento e realizzazione di un nuovo telaio in c.a.. Il giunto sismico di progetto è 10 cm. Si riporta di seguito la tabella degli spostamenti nodali assoluti della struttura US 03 (nodi 85-89) in fase sismica relativi allo SLV con l'azione sismica di progetto non ridotta al 60%: si nota che lo spostamento in direzione x massimo risulta essere pari a 1.2 cm, per cui il giunto sismico è ampiamente verificato anche nell'ipotesi di movimento controfase tra le due strutture.

| Nodo | CC | TCC | Sx <m> | Sy <m> |
|------|----|-----|-----------|-----------|
| 85 | 1 | SND | 0.00799 | 0.00907 |
| | 1 | SND | -0.00796 | -0.00846 |
| | 2 | SND | 0.00746 | 0.00318 |
| | 2 | SND | -0.00743 | -0.00257 |
| | 3 | SND | 0.00322 | 0.01187 |
| | 3 | SND | -0.00319 | -0.01126 |
| | 4 | SND | -0.00140 | 0.00838 |
| | 4 | SND | 0.00144 | -0.00777 |
| 89 | 1 | SND | 0.01247 | 0.00930 |
| | 1 | SND | -0.01243 | -0.00869 |
| | 2 | SND | 0.01174 | 0.00341 |
| | 2 | SND | -0.01170 | -0.00280 |
| | 3 | SND | 0.00486 | 0.01194 |
| | 3 | SND | -0.00482 | -0.01133 |
| | 4 | SND | -0.00239 | 0.00831 |
| | 4 | SND | 0.00243 | -0.00770 |

6. RELAZIONE DI CALCOLO US03-US04

6.1 Modellazione di Calcolo - STATO DI PROGETTO

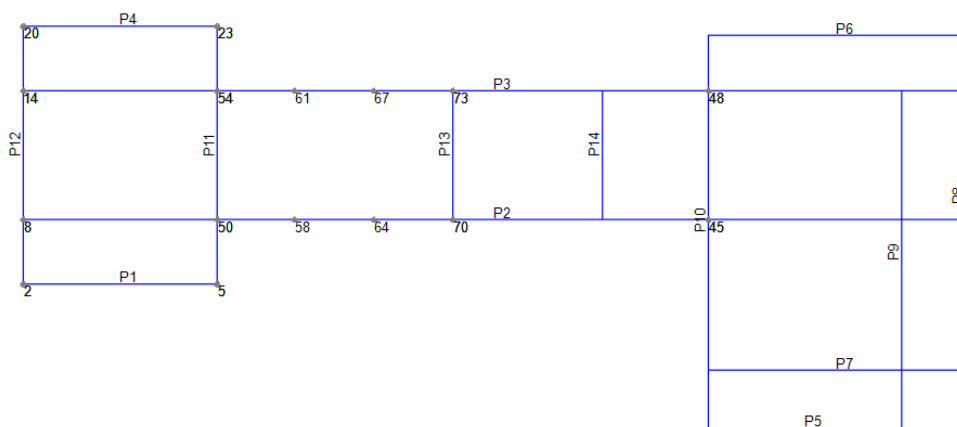
Il calcolo strutturale e le verifiche automatiche sono stati realizzati mediante il programma "TRE MURI", versione 12 Professional di S.T.A. DATA. E' stata eseguita una analisi statica non lineare di tipo "Pushover" ed una analisi cinematica per meccanismi locali. Per la descrizione del modello, le schematizzazioni di calcolo a telaio equivalente, l'analisi incrementale a collasso, l'azione sismica utilizzata, il dettaglio verifiche in condizioni statiche e sismiche e le tensioni in fondazione si rimanda ai paragrafi successivi e agli allegati di calcolo. Per la modellazione sono stati considerati sia setti murari che elementi asta (travi e pilastri). Sono stati considerate 1 tipologie di muratura esistente, corrispondente a "mattoni pieni e malta cementizia"

Nella modellazione sono state assunte le seguenti ipotesi:

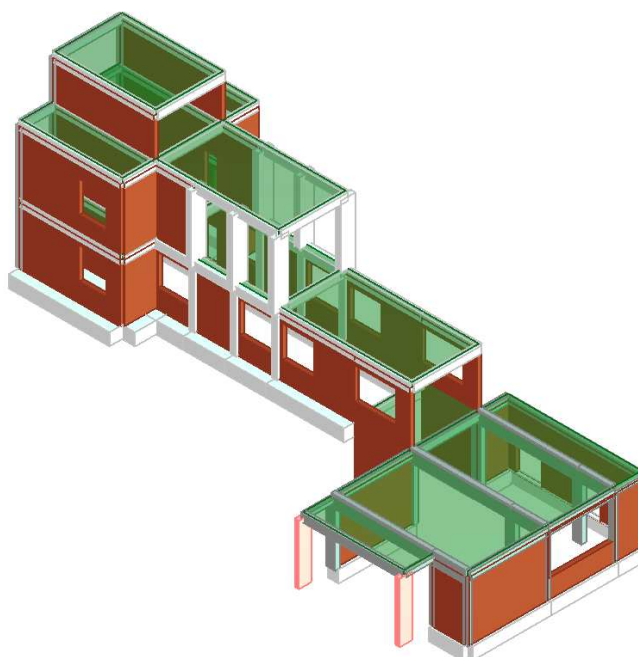
- Impalcato deformabile a tutti i livelli (non verificate le ipotesi del punto 7.2.6 delle NTC2018);

Nella figura seguente si riporta lo schema del modello di calcolo realizzato.

- La struttura viene considerata come mista in quanto l'intervento prevede di collegare le pareti perimetrali, in mattoni pieni e due teste e dotate di fondazione, ai telai in c.a. mediante barre metalliche inghisate con ancorante chimico.



Allineamenti livello 2



Vista tridimensionale

6.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Murature portanti esistenti

Muratura in mattoni pieni e malta cementizia:

| | |
|--------------------------|-----------------------------|
| fm | 500-800 N/cm ² |
| E (modulo di elasticità) | 3500-5600 N/mm ² |
| G | 875-1400 N/mm ² |
| W (peso specifico) | 1500 DaN/mc |
| T0 | 24-32 N/cm ² |

Sono stati adottati i valori minimi delle resistenze divisi per $FC=1.35$ ed i valori medi dei moduli di elasticità

Conglomerati cementizi armati

Si veda il precedente capitolo sulla caratterizzazione dei materiali esistenti basata sulle indagini effettuate in fase di vulnerabilità sismica.

6.3 Analisi dei carichi

I carichi adottati sono risultanti delle indagini condotte durante le verifiche sismiche, e dei documenti progettuali rinvenuti.

US.04

Solaio sottotetto+copertura

| | |
|--|-----------------------------|
| Peso proprio solai + finiture di copertura | 510+260 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 770 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q neve | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q manutenzione | 50Kg/m² |

Solaio tettoia ingresso

| | |
|--|--------------------------|
| Peso proprio solai + finiture di copertura | 475+90 Kg/m ² |
|--|--------------------------|

| | |
|--|-----------------------------|
| CARICO PERMANENTE G1 | 565 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q neve | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q manutenzione | 50 Kg/m² |

Solaio di calpestio

| | |
|---|-----------------------------|
| Peso proprio solai + finiture architettoniche | 300+150 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 450 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q folla | 300 Kg/m² |

US.03

Solaio copertura corridoio

| | |
|--|-----------------------------|
| Peso proprio solai + finiture di copertura | 550 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 550 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q neve | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q manutenzione | 50Kg/m² |

Solaio di calpestio e scale

| | |
|---|-----------------------------|
| Peso proprio solai + finiture architettoniche | 300+150 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 450 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q folla | 400 Kg/m² |

Solaio copertura struttura in c.a.

| | |
|--|-----------------------------|
| Peso proprio solai + finiture di copertura | 500+50 Kg/m ² |
| CARICO PERMANENTE G1 | 550 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q neve | 100 Kg/m² |
| CARICO ACCIDENTALE Q manutenzione | 50Kg/m² |

6.4 Verifiche di calcolo

Comportamento globale dell'edificio (push-over)

Ai sensi dell'OPCM 3362 dell'8 luglio 2004 vengono calcolati gli indicatori di rischio ai vari stati limite, da una analisi push-over, allo stato di progetto:

$$\alpha_u = \text{PGA}(\text{DS}) / \text{PGA}$$

$$\alpha_e = \text{PGA}(\text{DL}) / \text{PGA}$$

PGA(DS)=accelerazione stimata di danno severo

PGA(DL)=accelerazione stimata di danno limitato

PGA=a_g il valore massimo (o picco) di accelerazione del suolo attesa (dipendente dal sito)

Con gli interventi precedentemente esposti si arriva a degli indicatori superiori all'unità, ciò significa che si **raggiunge l'adeguamento sismico**.

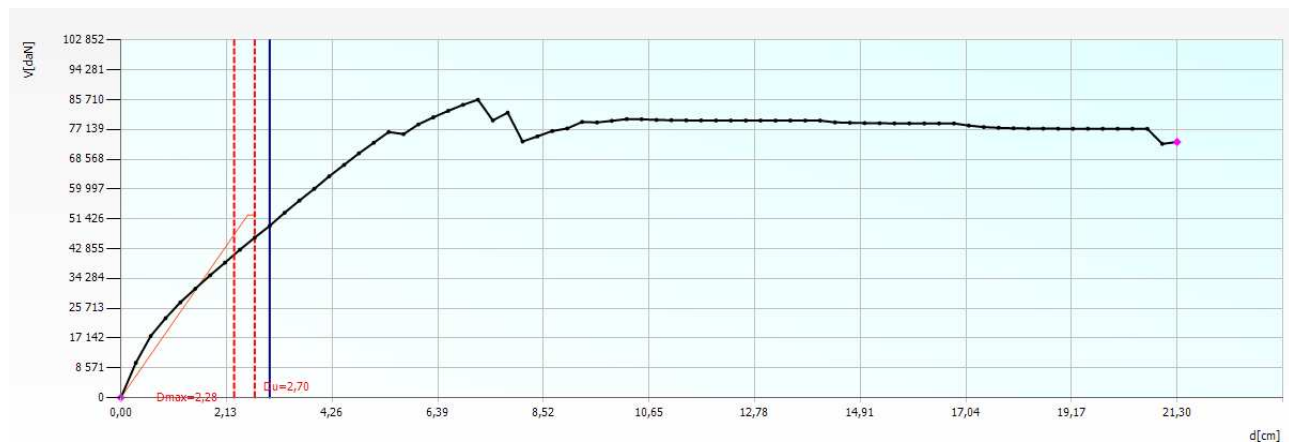
| | α_u | α_e |
|-------------|--------------|--------------|
| Direzione X | >1 | >1 |
| Direzione Y | >1 | >1 |

Si veda l'**allegato alla Relazione di Calcolo** dove sono riportati più nel dettaglio i risultati del calcolo allo stato di progetto. Di seguito si riparta un estratto della tabella riepilogativa delle curve push over dalle quali

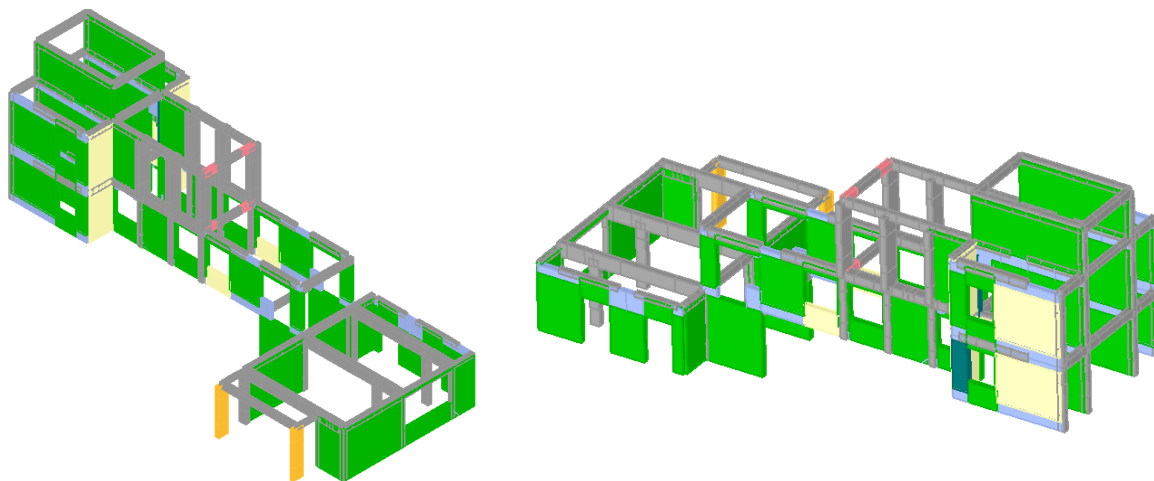
si vede che l'edificio risulta essere adeguato, fermandoci infatti un passo immediatamente successivo all'adeguamento sismico si può constatare che tutte le verifiche risultano essere soddisfatte.

| N. | Dir. sisma | Carico sismico | Eccentricità [cm] | α SLC | α SLV | α SLD | α SLO |
|----|------------|----------------|-------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| 1 | +X | Uniforme | 0,00 | 2,592 | 2,318 | 5,929 | 5,006 |
| 2 | +X | Forze statiche | 0,00 | 1,667 | 1,494 | 4,229 | 3,572 |
| 3 | -X | Uniforme | 0,00 | 2,410 | 2,155 | 5,606 | 4,734 |
| 4 | -X | Forze statiche | 0,00 | 1,741 | 1,557 | 4,372 | 3,692 |
| 5 | +Y | Uniforme | 0,00 | 1,444 | 1,347 | 3,693 | 3,392 |
| 6 | +Y | Forze statiche | 0,00 | 1,201 | 1,196 | 4,123 | 3,788 |
| 7 | -Y | Uniforme | 0,00 | 1,567 | 1,462 | 4,318 | 3,967 |
| 8 | -Y | Forze statiche | 0,00 | 1,310 | 1,305 | 4,627 | 4,251 |
| 9 | +X | Uniforme | 61,63 | 2,298 | 2,055 | 5,404 | 4,563 |
| 10 | +X | Uniforme | -61,63 | 2,751 | 2,460 | 6,206 | 5,241 |
| 11 | +X | Forze statiche | 61,63 | 2,736 | 3,014 | 6,127 | 5,174 |
| 12 | +X | Forze statiche | -61,63 | 1,857 | 1,660 | 4,591 | 3,877 |
| 13 | -X | Uniforme | 61,63 | 2,069 | 1,850 | 4,986 | 4,211 |
| 14 | -X | Uniforme | -61,63 | 2,692 | 2,407 | 6,104 | 5,154 |
| 15 | -X | Forze statiche | 61,63 | 1,448 | 1,343 | 3,802 | 3,210 |
| 16 | -X | Forze statiche | -61,63 | 1,946 | 1,740 | 4,759 | 4,019 |
| 17 | +Y | Uniforme | 144,57 | 1,517 | 1,415 | 3,785 | 3,477 |
| 18 | +Y | Uniforme | -144,57 | 1,610 | 1,502 | 4,815 | 4,423 |
| 19 | +Y | Forze statiche | 144,57 | 1,331 | 1,326 | 4,700 | 4,318 |
| 20 | +Y | Forze statiche | -144,57 | 1,288 | 1,283 | 4,546 | 4,176 |
| 21 | -Y | Uniforme | 144,57 | 1,645 | 1,534 | 4,423 | 4,064 |
| 22 | -Y | Uniforme | -144,57 | 1,608 | 1,500 | 4,812 | 4,421 |
| 23 | -Y | Forze statiche | 144,57 | 1,440 | 1,435 | 4,623 | 4,247 |
| 24 | -Y | Forze statiche | -144,57 | 1,180 | 1,176 | 4,052 | 3,723 |

Tabella riassuntiva di tutte le analisi



Curva Push Over: Analisi 24, direzione -Y 24 su cui si è stimato il coefficiente minimo pari ad 1.18



Rappresentazione tridimensionale dello stato delle pareti in corrispondenza della curva 24 su cui si è stimato il coefficiente minimo pari ad 1.18

| | |
|-------------------------------------|---------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente plasticità |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Incipiente rottura presso fl... |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Crisi grave |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura in fase elastica |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Elemento non efficace |
| C.A. | |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio (armatur... |
| Acciaio | |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Elemento non efficace |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Ritorno in fase elastica |

Legenda del comportamento dei singoli elementi

Tutti gli elementi risultano verificati.

Allo **stato di progetto** quindi l'edificio risulta adeguato nei confronti delle azioni sismiche.

Comportamento per perdita di equilibrio di porzioni murarie (cinematismi locali)

Vista la presenza di solai in latero-cemento e di cordoli di piano in c.a. i meccanismi di ribaltamento fuori piano sono di fatto eliminati. Si potrebbero instaurare cinematismi di flessione verticale, che risultano soddisfatti.

Verifiche di pressoflessione fuori dal piano

Il programma esegue in automatico la verifica a pressoflessione fuori piano di tutti i maschi murari. Come si può vedere dall'immagine sottostante le **verifiche** risultano essere complessivamente **soddisfatte**. Si rimanda all'allegato di calcolo per le verifiche complete.

| Parete | MRd/Med Min | / |
|--------|-------------|---|
| 2 | 2,65 | |
| 3 | 2,65 | |
| 11 | 5,33 | |
| 1 | 5,43 | |
| 4 | 5,43 | |
| 8 | 8,90 | |
| 6 | 11,63 | |
| 10 | 16,60 | |
| 7 | 21,39 | |

Esito verifica pressoflessione fuori piano

Analisi statica

Viene eseguita da 3 MURI la verifica statica dei singoli pannelli murari sulla base dei carichi agenti. Laddove i limiti relativi alla snellezza delle murature non sono rispettati, la verifica non viene eseguita (il programma riporta l'indicazione n/d). Si veda allegato di calcolo.

Di seguito si riportano schemi 3d del modello. In rosso sono rappresentati i setti non verificati. Successivamente si riporta la tabella riepilogativa dei coefficienti di sicurezza ($N_d/N_r < 1$ significa che il setto è verificato)

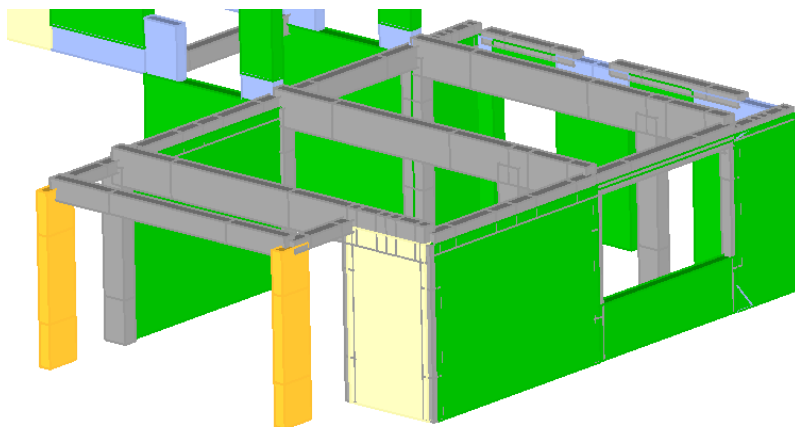
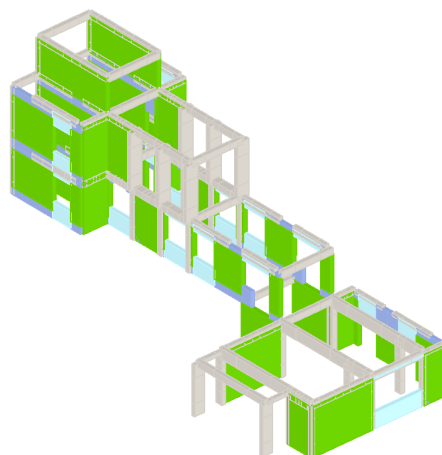
N_d =carico verticale agente

N_r =carico verticale resistente

Si riportano di seguito la rappresentazione grafica dei risultati inerenti le verifiche statiche delle varie pareti (verde verificato, rosso non verificato). Come si può vedere dall'immagine sottostante le **verifiche** risultano essere complessivamente **soddisfatte**. Si rimanda all'allegato di calcolo per le verifiche estese.

| Parete | Maschi rotti | Nd/Nr Max | h0/t Max | e1/t Max | e2/t Max |
|--------|--------------|-----------|----------|----------|----------|
| 1 | 0 | 0,55 | 15,60 | 0,160 | 0,078 |
| 2 | 0 | 0,75 | 15,60 | 0,207 | 0,093 |
| 3 | 0 | 0,75 | 15,60 | 0,207 | 0,093 |
| 4 | 0 | 0,55 | 15,60 | 0,160 | 0,078 |
| 6 | 0 | 0,32 | 14,00 | 0,175 | 0,073 |
| 7 | 0 | 0,49 | 14,00 | 0,220 | 0,095 |
| 8 | 0 | 0,33 | 14,00 | 0,194 | 0,080 |
| 10 | 0 | 0,40 | 14,00 | 0,206 | 0,088 |
| 11 | 0 | 0,46 | 15,60 | 0,103 | 0,078 |

Esito verifica statica



| C.A. | |
|-------------------------------------|--------------------------------|
| <input checked="" type="checkbox"/> | Integro |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Plastico presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura presso flessione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per compressione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per trazione |
| <input checked="" type="checkbox"/> | Rottura per taglio (armatur... |

Risultati verifica statica elementi in c.a. esistenti e relativa legenda

Stato tensionale sul terreno

Le sollecitazioni massime sul terreno, sono pari a 0.96 Kg/cmq.



Sulla base di quanto riportato nel capitolo 4 della caratterizzazione geotecnica, **le fondazioni risultano verificate** (tensione massima resistente pari a 4.03 kg/cmq).

6.5 Giunti sismici

Il giunto interno tra US03-04 viene di fatto eliminato unendo le strutture tra loro mediante inghisaggi con ancorante chimico. Il giunto esterno tra US.02-03 viene adeguato secondo quanto descritto nel capitolo precedente.

Il giunto invece tra l'US.04 e le strutture adiacenti contenenti gli uffici amministrativi e la presidenza viene adeguato demolendo la parete perimetrale esistente e tagliando a forza gli orizzontamenti. Verrà realizzata una nuova parete portante verticale che andrà a poggiarsi sulle fondazioni esistenti, in modo tale da lasciare un giunto di 10 cm di spessore. Per fare tale lavorazioni dovrà essere demolito il solaio di piano terra e successivamente ricostruito in latero cemento. Si veda l'allegato di calcolo per la descrizione e la verifica.

Sul modello di calcolo è possibile leggere lo spostamento massimo della parete posta in prossimità del giunto, pari a 0.8 cm, quindi il giunto realizzato risulta essere adeguato.

7. CONCLUSIONI

Si riporta quanto segue:

US01-02

- Analisi statica verificata;
- Analisi sismica SLV verificata, Periodo di Ritorno T_r pari 202 anni e relativa PGA pari a 0.0852g (superiore al 60% dell'azione sismica di progetto in termini di PGA pari a $0.141 \text{ g} \times 0.6 = 0.0846\text{g}$);
- Analisi sismica SLO verificata, Periodo di Ritorno $T_r > 45$ anni;
- Verifica geotecnica verificata;

US02-03

- Analisi statica verificata;
- Analisi sismica SLV verificata, Periodo di Ritorno $T_r > 712$ anni;
- Analisi sismica SLO verificata, Periodo di Ritorno $T_r > 45$ anni;
- Verifica geotecnica verificata;

8. RELAZIONE SUI MATERIALI

- **ACCIAIO DA CARPENTERIA S 275**

Profilati a sezione aperta e piastre

Tensione di snervamento

$$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di rottura

$$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$$

- **CALCESTRUZZO CLASSE DI RESISTENZA C25/30 (norme UNI-EN 206)**

Nuove strutture in c.a (nuovi pilastri, rinforzi in elevazione, travi di fondazione)

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

Classe di consistenza S4; Classe di esposizione XC2

Dimensione massima inerte 15mm

- **CALCESTRUZZO CLASSE DI RESISTENZA C28/35 (norme UNI-EN 206)**

Nuove strutture in c.a (nuovi pilastri, rinforzi in elevazione, travi di fondazione)

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

$$f_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2$$

Classe di consistenza S4; Classe di esposizione XC2

Dimensione massima inerte 15mm

- **ACCIAIO PER ARMATURA B 450 C**

(norme UNI-EN 15630)

Barre e reti elettrosaldate

Tensione caratteristica di snervamento

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

Tensione caratteristica di rottura

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

- **BULLONI E VITI CLASSE 8.8**

(norme UNI-EN 898)

Collegamenti e unioni

Tensione di snervamento

$$f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale ammissibile

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

- **NASTRI IN FRP**

(norme UNI-EN 898)

Grammatura fibra

$$300 \text{ g/m}^2$$

Tensione di rottura del nastro

$$> 4900 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico a trazione del nastro

$$E = 256 \text{ GPa}$$

Allungamento a rottura

$$2.1 \%$$

- **FIOCCHI IN FRP**

(norme UNI-EN 898)

Diametro nominale

$$10 \text{ mm}$$

Area equivalente di tessuto a secco

$$26.79 \text{ mm}^2$$

Tensione di rottura fibra

$$4830 \text{ N/mm}^2$$

Modulo elastico a trazione del nastro

$$E = 230 \text{ GPa}$$

Allungamento a rottura

$$2 \%$$

- Additivi specifici antiritiro da usare nei calcestruzzi
- Ancoranti di tipo epossidico per tassellature e fissaggi strutturali tipo HILTI HIT RE 500 o similare di pari caratteristiche per zone sismiche.

9. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Viene fatto riferimento alle seguenti normative:

- NTC DM 17 gennaio 2018 (Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni)
- Circolare n°7 del 21 gennaio 2019 (Circolare esplicativa delle NTC)
- BURT (Bollettino Ufficiale della Regione Toscana) N.25; Decreto del Presidente della Giunta Regionale 9 luglio 2009, n. 36/R
- EUROCODICI
- DM 16-02-2007, n. 74 (Resistenza al Fuoco)
- DPGR Regione Toscana 09-07-2009, n. 36R (Regolamento di attuazione art. 117 dell LR 01 del 03-01-2005)