

PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA

Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università - Investimento 3.3 “Piano di messa in sicurezza e riqualificazione delle scuole”



PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ED ECONOMICA

*Adeguamento Sismico ed Efficientamento energetico
dell'I.C. 82 S. D'Acquisto (ex Rosa Taddei) - (Cod. Ares 0630491376)*

Responsabile del Procedimento:

Arch. Alfonso Ghezzi

Progettisti:

**Ing. Marianna Vanacore
Arch. Laura Bellino**

TAVOLA:

R.02

Descrizione elaborato:

Relazione Specialistica Strutturale

Scala:

Data:

MARZO 2022

1 INTRODUZIONE

La presente relazione illustra gli esiti delle verifiche e soluzioni progettuali proposte per adeguamento strutturale dai tecnici esterni al Comune in merito al “servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65117000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD”.

Le verifiche condotte in merito al summenzionato appalto sono finalizzate alla determinazione dei livelli di adeguatezza sismica delle opere rispetto agli standard definiti dalle norme tecniche e dalla classificazione sismica vigente. Inoltre la presente relazione illustra gli eventuali interventi da eseguire sulla base degli attuali livelli di sicurezza sismica delle strutture. Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto prevista dalle norme vigenti in zona sismica (D.M. 17.01.2018 e Circolare C.S. LL.PP. del 17 gennaio 2019 n.7.)

La valutazione della sicurezza è stata eseguita, coerentemente a quanto previsto dalla vigente normativa, per le seguenti prestazioni strutturali:

- Per gli *Stati limite Ultimi*, è stata definita la vulnerabilità relativa allo *Stato limite di Salvaguardia della Vita*, corrispondente una probabilità di superamento del 10%;
- Per gli *Stati Limite di Esercizio*, è stata definita la vulnerabilità relativa allo Stato Limite di Danno, corrispondente ad una probabilità di superamento dell'63%.

Trattandosi di edifici esistenti, le verifiche sono state effettuate previa campagna di indagini volta a determinare la conoscenza della struttura in esame in relazione ai livelli stabiliti dalle norme. L'obiettivo raggiunto è relativo ad un **livello di conoscenza** denominato **LC2**.

Viene riportato nella figura a seguire, l'inquadramento territoriale della struttura oggetto di studio:



Figura 1 – Inquadramento dell'edificio oggetto di indagine e verifica sismica

2 NORMATIVA UTILIZZATA

2.1 Normativa di riferimento

D.M. 17 gennaio 2018 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

2.2 Riferimenti tecnici essenziali

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n.3274 – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003 n.3316 – Modifiche e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".

Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2005 n.3431

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2001 – Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.

UNI EN 1993-1-1 – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 1998-1 – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni

UNI EN 1998-5 – Fondazioni ed opere di sostegno

Legge 5.11.1971 n. 1086 – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica.

Legge 2.02.1974 n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

3 DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

3.1 Descrizione architettonica e funzionale dell'opera

Il complesso scolastico 82 S. D'Acquisto sorge in un lotto di terreno pianeggiante; l'ingresso, sia pedonale che carrabile, avviene dalla citata via Lazio al civico 20.

Secondo la rilevazione anagrafica (codice 630490327) l'epoca di costruzione della struttura risale al periodo compreso tra il 1961 e il 1975. Il plesso è in funzione dal 1975 e fin dall'inizio è stata destinato ad uso scolastico. Sono presenti dei corpi scala fuori terra, in carpenteria metallica di recente realizzazione e di modeste dimensioni che collegano i piani rialzati al calpestio esterno del lotto al fine di garantire l'esodo in caso di incendio o eventi eccezionali. Ogni corpo strutturale in c.a. possiede le seguenti caratteristiche:

- diaframmi rigidi nel proprio piano anche in copertura;
- tamponature prive di misure a contrasto di collasso fragile ed espulsione in direzione perpendicolare.

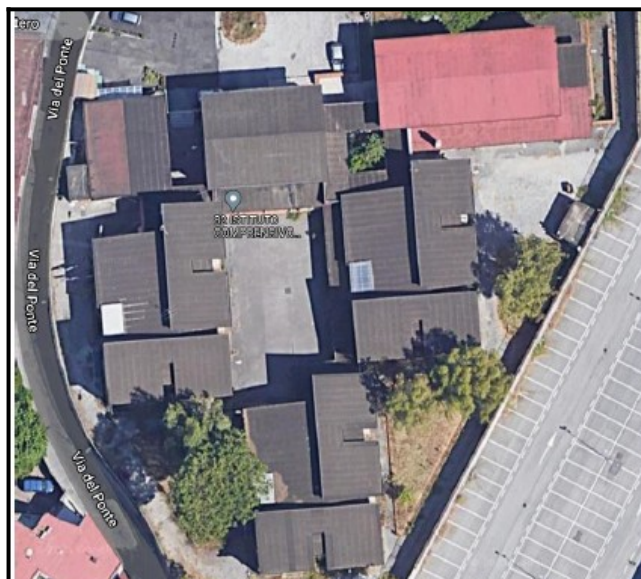


Figura 2 – Inquadramento del lotto

La configurazione del complesso scolastico è caratterizzata dalla presenza di sette corpi strutturali, di seguito denominati A, B, C, D, E, F e G.

I corpi A, B, C, D, E, F realizzati con struttura resistente in calcestruzzo armato risultano collegati tra loro per mezzo del corpo G (pensilina), anch'esso con struttura resistente in c.a.

Sono riportati nel seguito:

- la planimetria dell'intero complesso scolastico con l'individuazione dei singoli corpi strutturali.
- i dati metrici delle superfici dei diversi corpi strutturali, le relative altezze e volumetrie.

7.07.178 Ex Rosa Taddei				
CORPO	PIANO	SUPERFICIE [m ²]	ALTEZZA [m]	VOLUME [m ³]
Corpo A	LG1	351	2,80	983
	GF	351	3,30	1158
	F1	351	4,35	1527
Corpo B	LG1	351	2,80	983
	GF	351	3,30	1158
	F1	351	4,35	1527
Corpo C	LG1	351	2,80	983
	GF	351	3,30	1158
	F1	351	4,35	1527
Corpo D	LG1, palestra	350	3,50	1225
	LG1, pensilina	88	3,20	282
	GF, palestra	246	6,25	1538
	GF, aula inform	115	2,85	328
Corpo E	LG1	173	2,00	346
	GF	173	3,50	606
	F1	173	3,90	675
Corpo F	GF	95	4,00	380,0
Corpo G	GF	285	4,1	1168,5
SOMMA				17550,4

Tabella 1- Tabella valori dimensionali

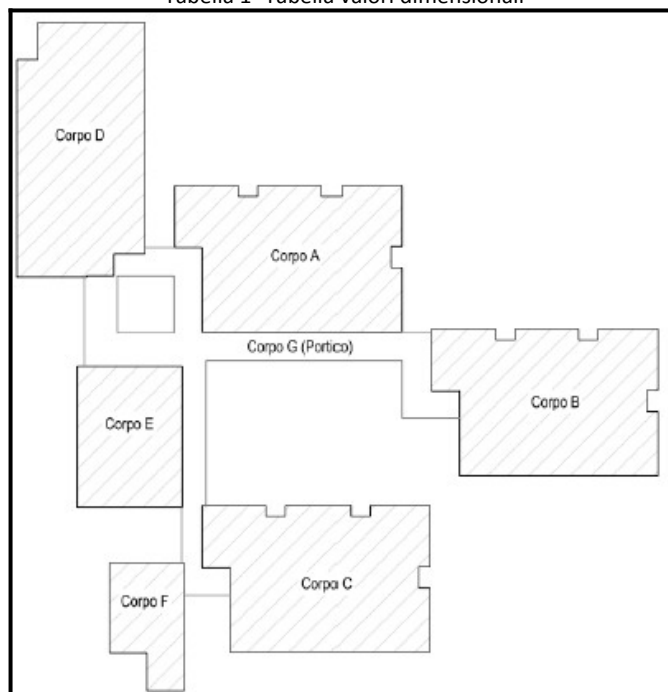


Figura 3 - schema planimetrico con identificazione dei corpi strutturali

Nei paragrafi successivi sono descritte le caratteristiche dell'edificio distinte per tipologia di corpo strutturale.

3.1.1 Corpi A, B e C

I padiglioni A, B e C, costituiscono la ripetizione di un unico modello strutturale e sono gli edifici ove si svolge l'attività didattica in aula; essi presentano la medesima tipologia costruttiva, con telai orditi lungo una sola direzione oltre i telai perimetrali. In particolare in tali corpi di fabbrica si ha la presenza di n.3 impalcati di cui il primo posto ad una quota pari a 2.00m, il secondo posto ad una quota pari a 5.50m ed il terzo (copertura a falde con differenti quote) posto ad un'altezza compresa fra 8.30m e 9.40m. In tutti e tre i corpi citati si ha la presenza di un corpo scala interno che collega le due elevazioni superiori. La prima elevazione del fabbricato è interrata per circa i due terzi dell'altezza del piano.

Di seguito si riportano le carpenterie per ciascun piano del corpo strutturale tipo.



Figura 4: Carpenteria I Impalcato – Corpi A, B e C

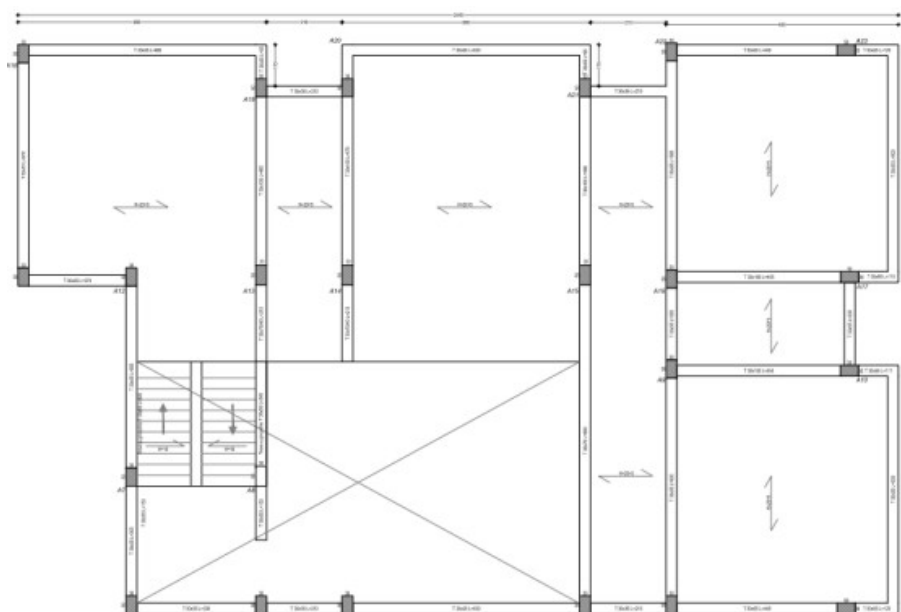


Figura 5: Carpenteria II Impalcato – Corpi A, B e C

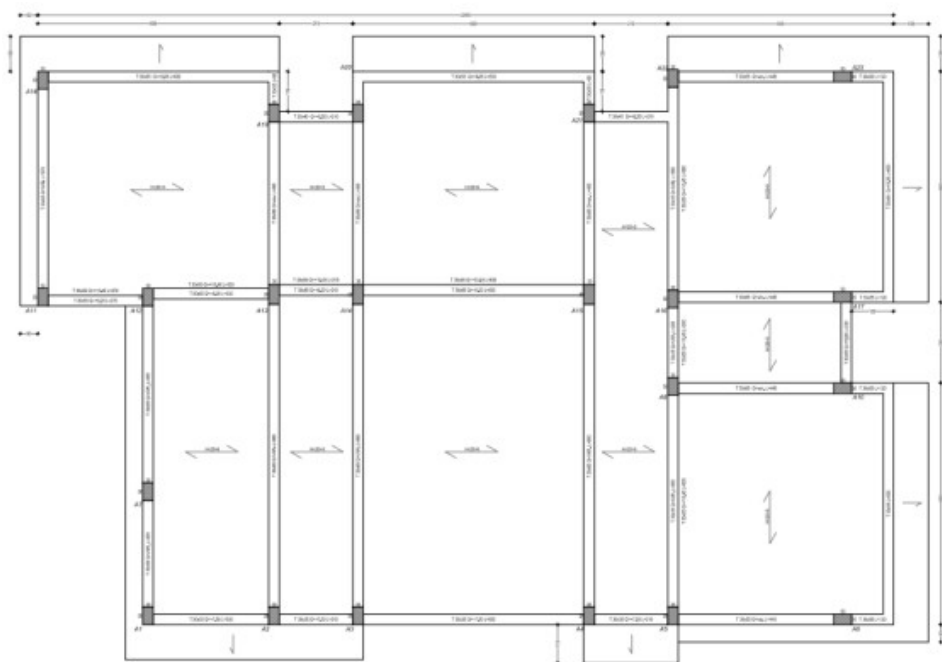


Figura 6: Carpenteria III Impalcato (copertura) - Corpi A, B e C

3.1.2 Corpi D

Il corpo D comprende la zona palestra e la zona spogliatoi. Esso è caratterizzato per la presenza di due impalcati di cui il primo definisce il piano seminterrato e il secondo il piano rialzato con la copertura a due falde. Il piano superiore è caratterizzato da altezze differenti a seconda della zona interessata. In particolare, l'impalcato del piano seminterrato si trova ad una quota pari a 3.50m, mentre il piano rialzato ha quota della copertura pari a 9.75m nella zona palestra e pari a 6.35m nella zona adibita a spogliatoi e ad aula informatica. Si riportano nel seguito le carpenterie del corpo strutturale descritto:

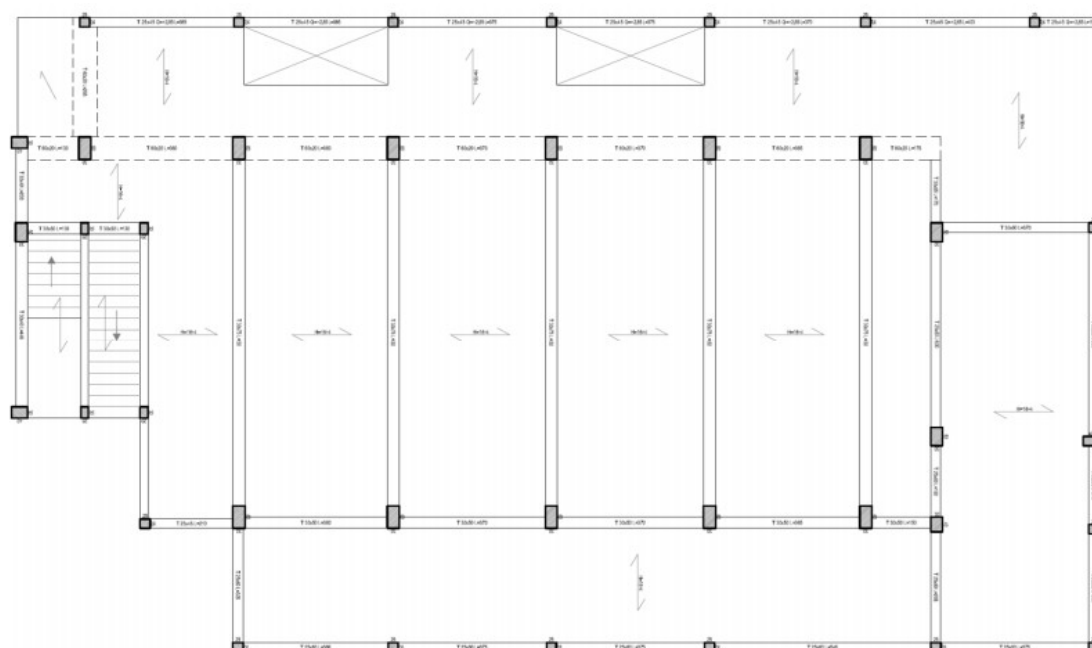


Figura 7: Carpenteria I Impalcato Corpo D PALESTRA - Q=3.50m



Il corpo E, ove sono ubicati gli uffici amministrativi, costituisce anche l'ingresso principale della scuola e si estende per tre elevazioni; in particolare, la prima elevazione, costituente il piano semiinterrato si estende per un'altezza pari a 2.00m, la seconda elevazione ha uno sviluppo in altezza pari a 3.50m, mentre la terza elevazione, il cui impalcato costituisce la copertura a due falde presenta un'altezza compresa tra 2.80m e 3.90m. Vengono nel seguito riportate le carpenterie dei tre impalcati:



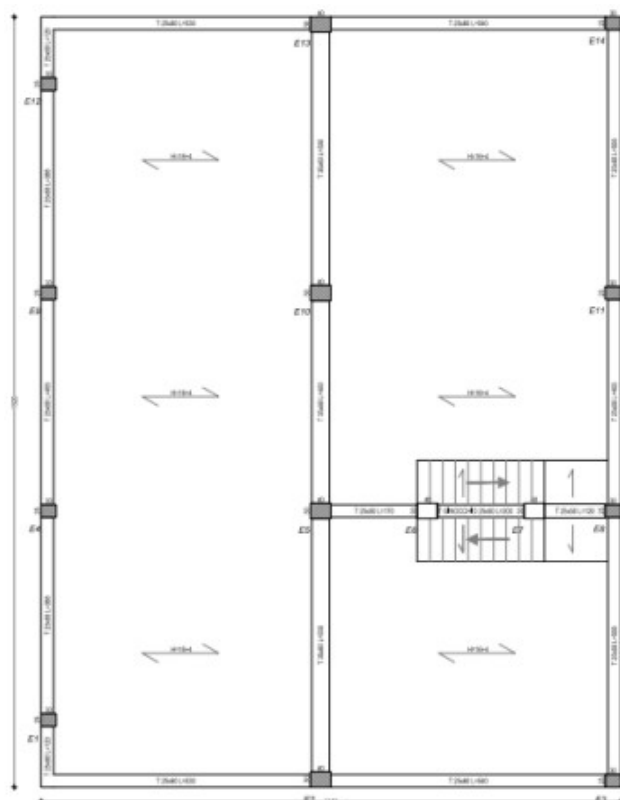


Figura 10: Carpenteria II Impalcato - Corpo E

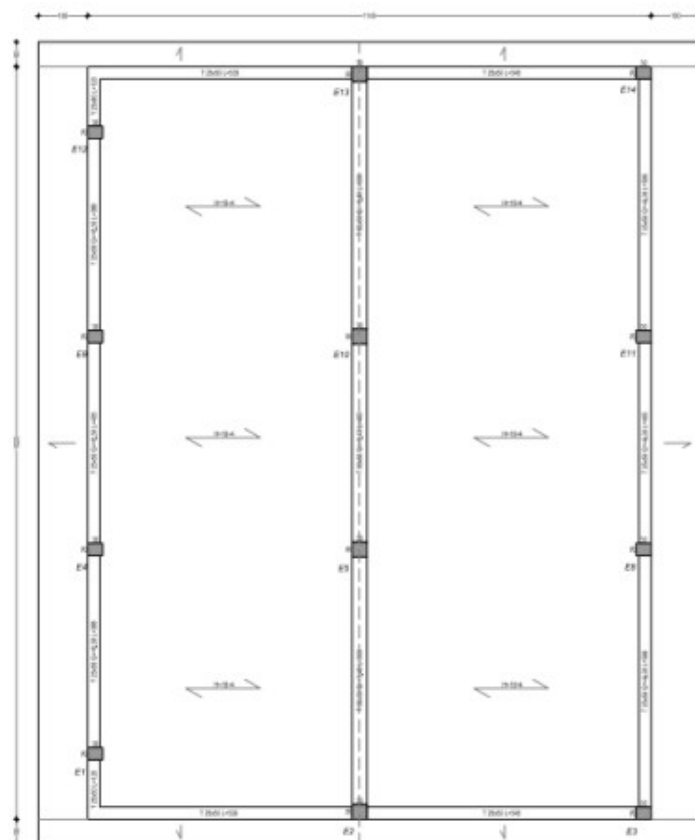


Figura 11: Carpenteria III Impalcato (copertura) - Corpo E

3.1.4 Corpo G

Il corpo G, costituito da un portico con struttura resistente in c.a., funge da collegamento tra gli altri edifici precedentemente descritti ed è costituito da un unico telaio perimetrale a sostegno della copertura in calcestruzzo; quest'ultima è poggiata sul telaio citato e sui telai dei corpi strutturali prospicienti sulla stessa. Pertanto il corpo G costituisce, di fatto, la connessione fra tutti i corpi dell'edificio sia a da un punto di vista funzionale che strutturale.

3.2 DESCRIZIONE STRUTTURALE DEL FABBRICATO

La struttura resistente di tutti i corpi appartenenti al plesso scolastico è costituita da telai unidirezionali in cemento armato oltre ai telai perimetrali. La tipologia costruttiva dei solai è del tipo latero-cementizio con altezze variabili a seconda della tipologia di carico presente, mentre le tamponature sono distribuite in modo irregolare lungo l'altezza dell'edificio e sono prive di misure a contrasto di collasso fragile e di espulsione in direzione perpendicolare ai pannelli. La copertura, infine, è del tipo pensate spingente, mentre le fondazioni sono del tipo diretto nastriforme. Si riportano di seguito, a titolo esemplificativo, alcune delle sezioni degli elementi strutturali riscontrate in fase di rilievo.

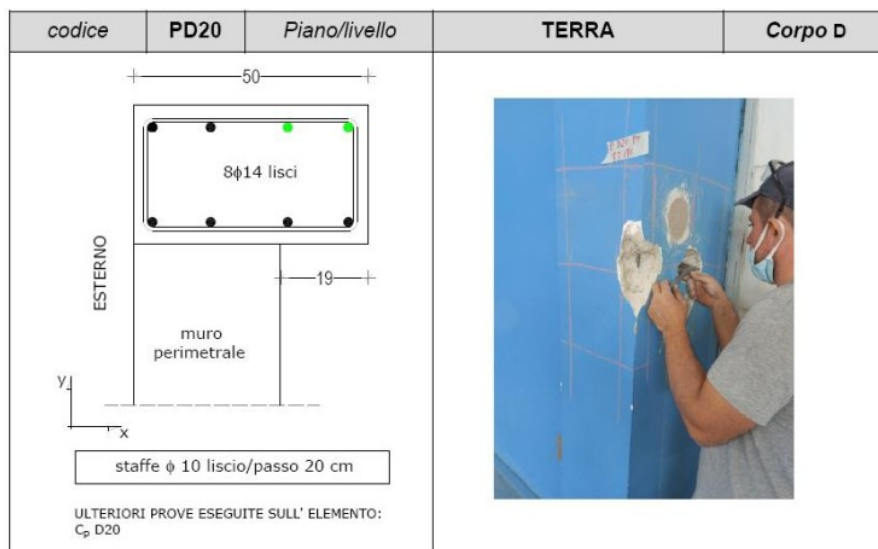


Figura 12: Rilievo pilastro D20 - Piano terra – corpo D

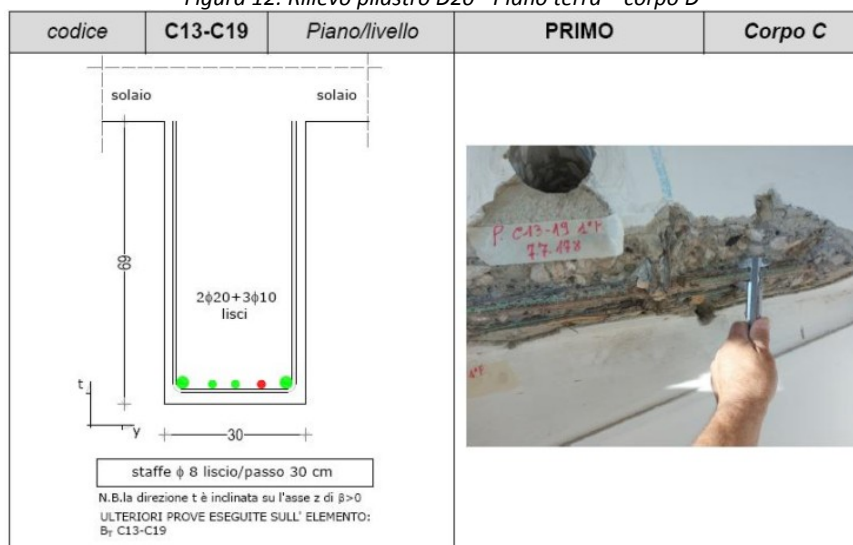


Figura 13: Rilievo trave C13-19 - Piano primo – corpo C

3.2.1 Giunti fra i corpi

I singoli corpi strutturali sono isolati, tuttavia la presenza del portico in c.a. che funge da connettivo ed ha struttura solidale con tutti gli edifici ne determina una connessione strutturale rendendo di fatto unico il complesso edilizio.

3.3 DEGRADI STRUTTURALI

Nelle strutture esistenti in c.a., la principale causa di degrado è provocata dalla corrosione delle armature; una volta che il fenomeno si è innescato, la capacità statica e dinamica delle strutture si riduce sensibilmente in funzione della tipologia e dell'avanzamento della corrosione. L'eccessiva ossidazione dell'armatura, oltre a ridurre la sezione trasversale delle barre riducendone pertanto la resistenza complessiva dell'elemento strutturale, determina il rigonfiamento e la successiva espulsione della porzione corticale di calcestruzzo (distacco copriferro). Il fenomeno dell'ossidazione delle barre di armature è quindi un degrado che, oltre ad incidere sull'integrità strutturale di travi e pilastri, ne riduce la resistenza e quindi il grado di sicurezza complessivo delle strutture sia da un punto di vista statico che sismico.

L'edificio presenta degradi diffusi in corrispondenza sia delle travi che dei pilastri presenti ai piani interrati nonché all'intradosso di tutti gli impalcato che costituiscono il calpestio del piano terra; l'assenza di manutenzione e la scadente protezione rispetto agli agenti atmosferici ha causato un'ossidazione diffusa delle armature con espulsione di buona parte dei copriferri ed evidente riduzione delle sezioni resistenti sia del calcestruzzo che delle armature. Vengono riportate nel seguito alcune immagini caratterizzanti i fenomeni osservati:



Figura 16: Ossidazione armatura pilastri Corpo D – piano interrato

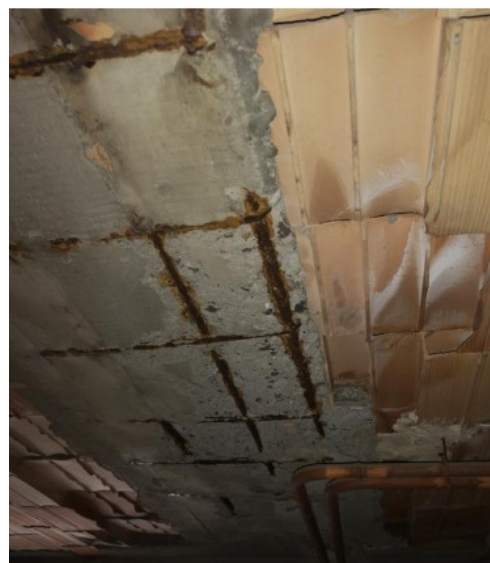


Figura 15: Ossidazione armatura trave Corpo E – piano interrato

4 OBIETTIVI E RISULTATI DEL PIANO DELLE INDAGINI

In assenza dei disegni costruttivi sono state previste prove estese in sito, mirate al raggiungimento di un livello di conoscenza pari a LC2. Per i corpi strutturali in esame, sono stati quindi indagati gli elementi più rappresentativi ai vari ordini e a ciascun impalcato, così da maturare una migliore conoscenza dell'organismo strutturale.

4.1 GEOMETRIE

La geometria della struttura è nota in base al rilievo eseguito durante i sopralluoghi dai tecnici incaricati per i “servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG –

LOTTO 7: 7882655CAD”, e dai disegni disponibili. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, sono stati utilizzati nel suddetto servizio per la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un’analisi lineare o non lineare.

4.2 DETTAGLI COSTRUTTIVI

Non essendo stati acquisiti, i dettagli costruttivi di progetto, durante l’appalto dei “servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD”, è stata effettuata un’estesa verifica in situ, tale da consentire la messa a punto di un modello strutturale non lineare. I dati che sono stati raccolti includono le informazioni relative ad una percentuale superiore al 35% degli elementi resistenti di seguito elencate:

- Quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione;
- Quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi;
- Quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- Quantità di armatura longitudinale che contribuisce al momento negativo di travi a T, presente nei solai;
- Lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- Spessore dei copriferrì;

4.3 MATERIALI

Non conoscendo le specifiche dei materiali prescritti nel progetto originario, ai fini della valutazione delle loro proprietà meccaniche, sia per i pilastri che per le travi e impalcati, sono state effettuate “prove estese in situ” con esecuzione di prove distruttive consistenti prelievo di carote e di barre di armatura.

Dalle prove dirette, effettuate durante la campagna di indagine, summenzionata, sugli elementi strutturali esistenti sono stati assunti i valori a base di calcolo dei materiali utilizzati per le verifiche statiche e sismiche. Sono state effettuate prove atte a caratterizzare la resistenza meccanica degli elementi lo schema portante dei vari corpi strutturali, effettuando prove distruttive consistenti in carotaggi per quel che riguarda il calcestruzzo e prelievi di barra per quel che riguarda l'acciaio.

4.3.1 Carote

Le norme prevedono che la misura delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo si ottenga mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura. Nella tabella seguente vengono riportati i risultati di tali prove di compressione così come riportati sul report delle indagini del “servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD”.

SIGLA CAMPIONE	UBICAZIONE	DIAMETRO PROVINO (mm)	ALTEZZA PROVINO (mm)	MASSA VOLUMICA (Kg/m ³)	RESISTENZA A COMPRESSIONE (N/mm ²)
CP D12 INT	Pilastro D12 Piano Interrato - Corpo D	94	94	2179	19,5
CP D24 INT	Pilastro D24 Piano Interrato - Corpo C	94	94	2215	15,2
CP C6 INT	Pilastro C6 Piano Interrato - Corpo C	94	94	2222	40,6
CP E6 INT	Pilastro E6 Piano Interrato - Corpo E	94	94	1942	15,3

CP B6 INT	Pilastro B6 Piano Interrato - Corpo B	94	94	2347	51,4
CT D24-25 INT	Trave D24-25 Piano Interrato - Corpo D	94	94	2327	39,0
CT D16-17 INT	Trave D16-17 Piano Interrato - Corpo D	94	94	2344	38,0
CT C3-4 INT	Trave C3-4 Piano Interrato - Corpo C	94	94	2265	34,5
CT C5-6 INT	Trave C5-6 Piano Interrato - Corpo C	94	94	2339	27,4
CT B5-6 INT	Trave B5-6 Piano Interrato - Corpo B	94	94	2382	26,8

Tabella 2: Risultati prove di compressione – Piano interrato

SIGLA CAMPIONE	UBICAZIONE	DIAMETRO PROVINO (mm)	ALTEZZA PROVINO (mm)	MASSA VOLUMICA (Kg/m³)	RESISTENZA A COMPRESSIONE (N/mm²)
CP D20 PT	Pilastro D20 Piano Terra - Corpo D	94	94	2336	29,9
CP D31 PT	Pilastro D31 Piano Terra - Corpo D	94	94	2279	19,5
CP C15 PT	Pilastro C15 Piano Terra - Corpo C	94	94	2296	15,7
CP E13 PT	Pilastro E13 Piano Terra - Corpo E	94	94	2038	19,8
CP B15 PT	Pilastro E15 Piano Terra - Corpo B	94	94	2241	30,6
CP A15 PT	Pilastro A15 Piano Terra - Corpo A	94	94	2267	30,3
CP C8 PT	Pilastro C8 Piano Terra - Corpo C	94	94	2368	30,2
CT D13-17 PT	Trave D13-17 Piano Terra - Corpo D	94	94	2264	22,4
CT D10-40 PT	Trave D10-40 Piano Terra - Corpo D	94	94	2267	28,7
CT E13-14 PT	Trave E13-14 Piano Terra - Corpo E	94	94	2017	15,8
CT B15-21 PT	Trave B 15-21 Piano Terra - Corpo B	94	94	2388	32,0
CT A15-21 PT	Trave A15-21 Piano Terra - Corpo A	94	94	2391	32,6

Tabella 3: Risultati prove di compressione – Piano terra

SIGLA CAMPIONE	UBICAZIONE	DIAMETRO PROVINO (mm)	ALTEZZA PROVINO (mm)	MASSA VOLUMICA (Kg/m ³)	RESISTENZA A COMPRESSIONE (N/mm ²)
CP B15 1P	Pilastro B15 Piano Primo - Corpo B	94	94	2308	41,5
CP A15 1P	Pilastro A15 Piano Primo - Corpo A	94	94	2350	36,6
CP C15 1P	Pilastro C15 Piano Primo - Corpo C	94	94	2354	14,7
CT E4 1P	Pilastro E4 Piano Primo - Corpo C	94	94	2060	23,2
CT C13 -19 1P	Trave C13-19 Piano Primo - Corpo C	94	94	2339	32,4
CT E4-9 1P	Trave E4-9 Piano Primo - Corpo E	94	94	2526	16,3
CT B15-21 1P	Trave B15-21 Piano Terra - Corpo A	94	94	2337	32,0
CT A15-21 1P	Trave A15-21 Piano Terra - Corpo C	94	94	2029	26,5

Tabella 4: Risultati prove di compressione – Piano primo

La resistenza misurata sulle carote risente di numerosi fattori che la differenziano da quella che si misurerebbe su un equivalente provino standard.

Tali fattori sono in genere dipendenti da:

- 1) diverse modalità di preparazione e stagionatura;
- 2) differente età di stagionatura tra carota e provino standard;
- 3) posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale (ad es. al piede o alla testa di un pilastro, parallelamente o ortogonalmente alla direzione di getto);
- 4) disturbo che inevitabilmente consegue alle operazioni di prelievo;
- 5) dimensioni delle carote (ad es. nel caso di micro-carote o con H/D diverso da 2);
- 6) presenza di armature incluse.

L'effetto dei fattori sopra elencati tende in generale a far sottostimare la resistenza rispetto a quella degli analoghi provini standard. Per correggere ciò si può fare ricorso a coefficienti correttivi di cui si dirà successivamente, opportunamente calibrati ed inseriti all'interno di formule di correlazione che legano la resistenza "attuale" (quella reale in situ dei calcestruzzi) con quella misurata sui campioni cilindrici (carote) estratte dagli stessi elementi strutturali.

La valutazione della resistenza in situ viene eseguita utilizzando la formula proposta da Holos. Tale formula permette di tener conto con coefficienti di natura empirica degli effetti del carotaggio.

Per convertire le N resistenze ottenute dalle prove di compressione sulle carote f_{car} nelle corrispondenti resistenze in-situ $R_{c, is}$, viene adottata la relazione proposta da Holos:

$$R_{c, is} = f_{car} \times F_{h/d} \times F_{fe} \times F_{tor} \times F_{dir} \times F_t \times F_T$$

dove:

$F_{h/d}$ è il parametro dipendente dal rapporto tra l'altezza e il diametro della carota. Il valore è unitario se $H/D=1$.

F_{fe} è il parametro che tiene conto della presenza di barre d'armatura nella carota. Assume valore unitario in assenza di barre.

F_{tor} è il parametro che tiene conto del tormento della carota per la presenza di microlesioni dovute agli effetti torsionali del carotiere durante la fase di estrazione. Il coefficiente correttivo è tabellato in funzione della resistenza registrata in laboratorio ed assume valori compresi tra 1 e 1.15.

F_{dir} è il coefficiente correttivo che tiene conto della direzione del carotaggio rispetto a quella di posa in opera del conglomerato. Per direzione ortogonale il parametro varia tra 1.05 e 1.10. F_t è il coefficiente correttivo che tiene conto dell'età del calcestruzzo. Assume valore unitario per carote sottoposte a compressione ad età maggiori di 28 giorni. F_T è il coefficiente correttivo che tiene conto della temperatura in funzione dell'età del calcestruzzo. Assume valore unitario se la temperatura media ponderale è compresa tra 18°C e 27°. Nel seguito, della relazione vengo riassunti i parametri correttivi delle singole carote ed i conseguenti valori di resistenza risultanti considerando un rapporto D/H pari a 1. Il metodo è applicato a ciascuna carota sottoposta a prova di compressione fornendo i valori delle resistenze meccaniche del calcestruzzo a base di calcolo. Nelle tabelle seguenti, si riportano i risultati delle prove di compressione sulle carote estratte elaborati con il metodo Holos.

Valutazione della Resistenza Cubica di sito calcolata mediante "Holos Method" - Piano T															
Id	Elemento	d[mm]	h[mm]	R_c [MPa]	h/d	$F_{h/d}$	F_{dia}	F_{fe}	F_{mc}	F_{tor}	F_{dir}	C_{tot}	$R_{c,sito}$	f_{cm}	f_{ctm}
CP D12 INT	Pilastro D12	94,0	94,0	19,50	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,12	1,05	1,18	22,93	19,03	2,14
CP D24 INT	Pilastro D24	94,0	94,0	15,20	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,15	1,05	1,21	18,35	15,23	1,84
CP C6 INT	Pilastro C6	94,0	94,0	40,60	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1	1,05	1,05	42,63	35,38	3,23
CP E6 INT	Pilastro E6	94,0	94,0	15,30	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,15	1,05	1,21	18,47	15,33	1,85
CP B6 INT	Pilastro B6	94,0	94,0	51,40	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1	1,05	1,05	53,97	44,80	3,78
CT D24-25 INT	Trave D24-25	94,0	94,0	39,00	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,05	1,07	41,77	34,67	3,19
CT D16-17 INT	Trave D16-17	94,0	94,0	38,00	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,05	1,07	40,70	33,78	3,13
CT C3-4 INT	Trave C3-4	94,0	94,0	34,50	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	38,04	31,57	3,00
CT C5-6 INT	Trave C5-6	94,0	94,0	27,4	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	30,78	25,55	2,60
CT B5-6 INT	Trave B5-6	94,0	94,0	26,8	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	30,11	24,99	2,56
													33,78	28,03	2,73

Tabella 5: Resistenza cubica calcolata mediante il metodo Holos – Piano interrato

Valutazione della Resistenza Cubica di sito calcolata mediante "Holos Method" - Piano -1															
Id	Elemento	d[mm]	h[mm]	R_c [MPa]	h/d	$F_{h/d}$	F_{dia}	F_{fe}	F_{mc}	F_{tor}	F_{dir}	C_{tot}	$R_{c,sito}$	f_{cm}	f_{ctm}
CP D20 PT	Pilastro D20	94,0	94,0	29,90	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	33,59	27,88	2,76
CP D31 PT	Pilastro D31	94,0	94,0	19,50	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,12	1,05	1,18	22,93	19,03	2,14
CP C15 PT	Pilastro C15	94,0	94,0	15,70	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,15	1,05	1,21	18,96	15,73	1,88
CP E13 PT	Pilastro E13	94,0	94,0	19,80	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,12	1,05	1,18	23,28	19,33	2,16
CP B15 PT	Pilastro B15	94,0	94,0	30,60	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	34,38	28,53	2,80
CP A15 PT	Pilastro A15	94,0	94,0	30,30	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	34,04	28,25	2,78
CP C8 PT	Pilastro C8	94,0	94,0	30,20	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	33,93	28,16	2,78
CT D13-16 PT	Trave D13-16	94,0	94,0	22,40	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,10	1,05	1,16	25,87	21,47	2,32
CT D10-40 PT	Trave D10-40	94,0	94,0	28,70	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	32,24	26,76	2,68
CT E13-14 PT	Trave E13-14	94,0	94,0	15,8	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,15	1,05	1,21	19,08	15,84	1,89
CT B15-21 PT	Trave B15-21	94,0	94,0	32,0	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	35,28	29,28	2,85
CT A15-21 PT	Trave A15-21	94,0	94,0	32,6	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	35,94	29,83	2,89
													29,13	24,18	2,49

Tabella 6: Resistenza cubica calcolata mediante il metodo Holos – Piano terra

Valutazione della Resistenza Cubica di sito calcolata mediante "Holos Method" - Piano T															
Id	Elemento	d[mm]	h[mm]	R_c [MPa]	h/d	$F_{h/d}$	F_{dia}	F_{fe}	F_{mc}	F_{tor}	F_{dir}	C_{tot}	$R_{c,sito}$	f_{cm}	f_{ctm}
CP B15 1P	Pilastro B15	94,0	94,0	41,50	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1	1,05	1,05	43,58	36,17	3,28
CP A15 1P	Pilastro A15	94,0	94,0	36,60	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,02	1,05	1,07	39,20	32,53	3,06
CP C15 1P	Pilastro C15	94,0	94,0	14,70	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,15	1,05	1,21	17,75	14,73	1,80
CP E4 1P	Pilastro E4	94,0	94,0	23,20	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,10	1,05	1,16	26,80	22,24	2,37
CT C13-19 1P	Trave C13-19	94,0	94,0	32,40	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	35,72	29,65	2,87
CT E4- 9 1P	Trave E4-9	94,0	94,0	16,30	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,12	1,05	1,18	19,17	15,91	1,90
CT B15-21 1P	Trave B15-21	94,0	94,0	32,00	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,05	1,05	1,10	35,28	29,28	2,85
CT A15-21 1P	Trave A15-21	94,0	94,0	26,50	1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,07	1,05	1,12	29,77	24,71	2,55
													30,91	25,65	2,59

Tabella 7: Resistenza cubica calcolata mediante il metodo Holos – Piano primo

È stato effettuato uno studio statistico per valutare la dispersione dei risultati e l'omogeneità dei dati ottenuti; in particolare sono state calcolate le seguenti espressioni statistiche:

- media aritmetica: somma dei valori numerici ottenuti nei singoli provini divisa per il numero totale dei provini;
- scarto quadratico medio: indicatore di dispersione di una distribuzione di valori;
- varianza: indicatore della dispersione dei valori di una distribuzione rispetto ad un indicatore preso come riferimento;

Dato un insieme di n unità statistiche, dove \min e \max sono i valori minimi e massimi tra le unità, il massimo valore che può assumere la varianza è pari a:

$$\sigma_{\max}^2 = \frac{(\max - \min)^2}{4}$$

E' prassi scartare dei valori delle grandezze di partenza qualora la varianza si oltre il suo valore massimo.

Si è altresì ricavato il coefficiente di variazione che rappresenta un indice di dispersione adimensionale e fornisce il grado di precisione di una misura; tale indice viene calcolato come il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media aritmetica

$$CV = \frac{\sigma}{q}$$

Per il caso in esame, si è posto come limite di accettabilità un valore di CV pari a 0.22

Risultati Carote P-1,0,1		
Sigla prova	N. provini	fcm [Mpa]
CP D12 INT	1	19,03
CP D24 INT	2	15,23
CP C6 INT	3	35,38
CP E6 INT	4	15,33
CP B6 INT	5	44,80
CT D24-25 INT	6	34,67
CT D16-17 INT	7	33,78
CT C3-4 INT	8	31,57
CT C5-6 INT	9	25,55
CTB5-6 INT	10	24,99
CP D20 PT	11	27,88
CP D31 PT	12	19,03
CP C15 PT	13	15,73
CP E13 PT	14	19,33
CP B15 PT	15	28,53
CP A15 PT	16	28,25
CP C8 PT	17	28,16
CT D13-16 PT	18	21,47
CT D10-40 PT	19	26,76
CT E13-14 PT	20	15,84
CT B15-21 PT	21	29,28
CT A15-21 PT	22	29,83
CP B15 1P	23	36,17
CP A15 1P	24	32,53
CP C15 1P	25	14,73
CP E4 1P	26	22,24

CT C13-19 1P	27	29,65
CT E4- 9 1P	28	15,91
CT B15-21 1P	29	29,28
CT A15-21 1P	30	24,71
Media \bar{q}		25,86
Varianza σ^2		55,65
Scarto quadratico medio σ		7,46
Coefficiente di variazione		0,29
σ^2_{max}		225,94

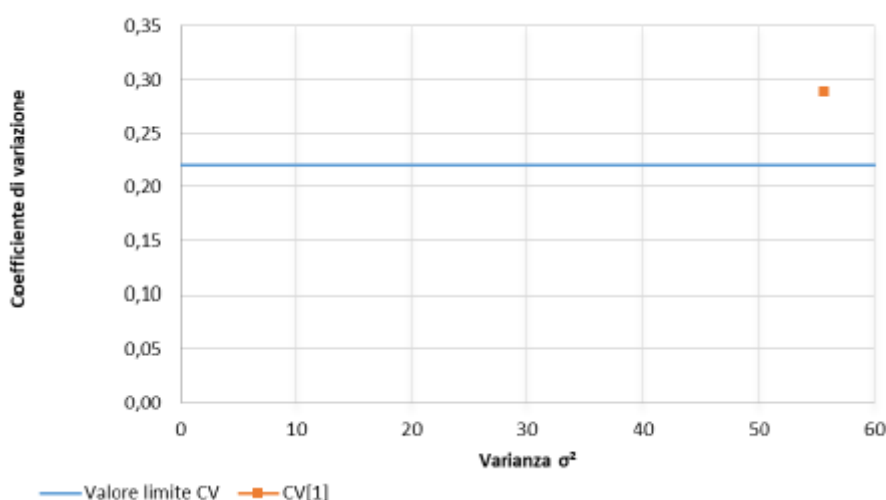


Figura 17: Coefficiente di variazione

Analizzando la tabella e il grafico sopra riportati, il valore del coefficiente di variazione risulta essere pari a 0.29, circa il 25% in più rispetto al valore limite fissato di 0.22.

Si è scelto quindi di effettuare il calcolo a ritroso secondo il seguente iter:

- valutazione dello scarto quadratico medio limite, calcolato a partire dal valore della media aritmetica e dal valore fissato del coefficiente di variazione ($CV=0.22$)
- scelta dell'intervallo all'interno del quale i valori possono essere ritenuti accettabili; tale intervallo è definito dai seguenti valori limite $\bar{q} + 2\sigma$ e $\bar{q} - 2\sigma$

CV limite	0,22
Media \bar{q}	25,86
σ limite	5,69
$\bar{q} + 2\sigma$	37,23
$\bar{q} - 2\sigma$	14,48

Figura 18: intervallo valori accettabili

- individuazione dei valori ritenuti accettabili e di quelli da scartare nel calcolo del valore medio finale.

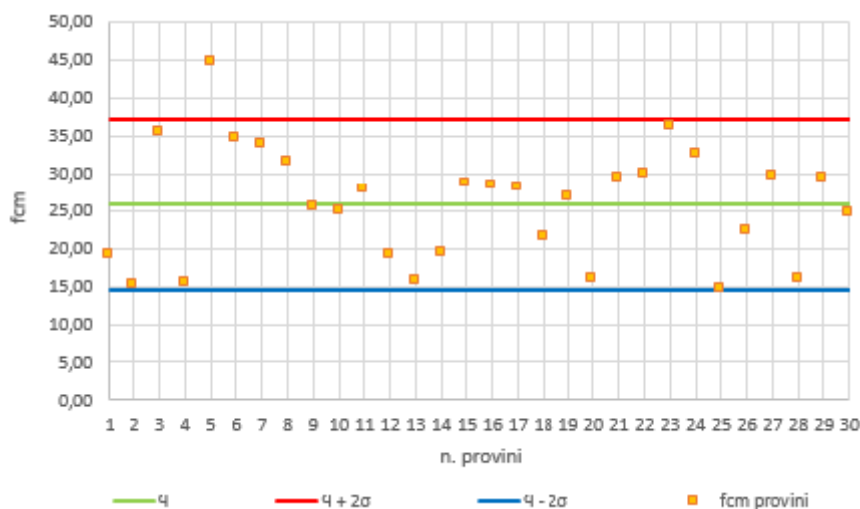


Figura 19: Individuazione dei valori da scartare

I valori dei provini oltre la linea rossa del grafico soprariportato, presentano dei valori di fcm esterni rispetto l'intervallo limite e pertanto saranno esclusi dal calcolo finale. Si ricalcolano di seguito i risultati delle grandezze escludendo i campioni scartati.

Risultati Carote P-1,0,1		
Sigla prova	N. provini	fcm [Mpa]
CP D12 INT	1	19,03
CP D24 INT	2	15,23
CP C6 INT	3	35,38
CP E6 INT	4	15,33
CP B6 INT	5	x
CT D24-25 INT	6	34,67
CT D16-17 INT	7	33,78
CT C3-4 INT	8	31,57
CT C5-6 INT	9	25,55
CTB5-6 INT	10	24,99
CP D20 PT	11	27,88
CP D31 PT	12	19,03
CP C15 PT	13	15,73
CP E13 PT	14	19,33
CP B15 PT	15	28,53
CP A15 PT	16	28,25
CP C8 PT	17	28,16
CT D13-16 PT	18	21,47
CT D10-40 PT	19	26,76
CT E13-14 PT	20	15,84
CT B15-21 PT	21	29,28
CT A15-21 PT	22	29,83
CP B15 1P	23	36,17
CP A15 1P	24	32,53
CP C15 1P	25	14,73
CP E4 1P	26	22,24
CT C13-19 1P	27	29,65

CT E4-9 1P	28	15,91
CT B15-21 1P	29	29,28
CT A15-21 1P	30	24,71
Media 4		25,20

Tabella 8: Tabella riepilogativa

Estrazione barre d'armatura - I campioni prelevati sono stati sottoposti a misurazione geometrica, pesati e rettificati presso il laboratorio autorizzato all'esecuzione delle prove sui materiali da costruzione.

BARRE D'ARMATURA				
Campione	Piano	Diametro [mm]	Tensione snervamento [MPa]	Tensione rottura [MPa]
BP C4 INT	-1	14	393,50	542,66
BT C2-3 INT	-1	14	337,20	494,33
BT B4-15 PT	T	14	341,90	503,86
BP B15 PT	T	14	339,40	501,24
BP C15 1P	1	10	318,60	488,76
BT C13-19 1P	1	10	294,60	463,75
Valori medi			337,53	499,10

Tabella 9: Estrazione barra d'armatura

4.3.2 MATERIALE A BASE DI CALCOLO

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo strutturale poste a base di calcolo sono state determinate mediando i risultati delle prove di compressione effettuate sulle carote prelevate da travi e pilastri.

Calcestruzzo		
f_{ctm}	2,58	[MPa]
$R_{c,m}$	30,36	[MPa]
$f_{c,m}$	25,20	[MPa]
E_{cm}	29029,31	[MPa]
G	12095,54	[MPa]

Tabella 10: caratteristiche meccaniche cls

Per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili, le resistenze medie in situ vengono divise per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali di sicurezza.

$$f_d = \frac{f_m}{FC \times \gamma_m}$$

Resistenza di calcolo del calcestruzzo:

Meccanismi Duttili (Flessione):

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \times \gamma_m} = \frac{25,20}{1,2 \times 1,0} = 21,00 \text{ N/mm}^2$$

Meccanismi Fragili (Taglio):

$$f_{cd} = \frac{f_{cm}}{FC \times \gamma_m} = \frac{25,20}{1,2 \times 1,5} = 14,00 \text{ N/mm}^2$$

Le caratteristiche meccaniche delle barre di acciaio da porre a base di calcolo sono state determinate sulla base dei risultati ottenuti dalle prove descritte nei precedenti paragrafi.

MATERIALE	
f_y [MPa]=	337,53
f_t [MPa]=	499,10
g_s =	1,15

Tabella 11: caratteristiche meccaniche barre d'acciaio

Per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili, le resistenze medie in situ vengono divise per i fattori di confidenza e per i coefficienti parziali di sicurezza.

$$f_d = \frac{f_m}{FC \times \gamma_m}$$

Resistenza di calcolo dell'acciaio:

Meccanismi Duttili (Flessione):

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{FC \times \gamma_m} = \frac{337,53}{1,2 \times 1,0} = 281,27 \text{ N/mm}^2$$

Meccanismi Fragili (Taglio):

$$f_{cd} = \frac{f_{ym}}{FC \times \gamma_m} = \frac{337,53}{1,2 \times 1,15} = 244,59 \text{ N/mm}^2$$

Per maggiori dettagli si rimanda all'**allegato A** che contiene le seguenti tavole dell'appalto "servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD": Fase2_RCM_01 Relazione sulla caratterizzazione dei materiali; Fase2_RRI01 Relazione dei risultati delle indagini; Fase2_RRI02 Ubicazione indagini eseguite al I Impalcato; Fase2_RRI03 Ubicazione indagini eseguite al II Impalcato; Fase2_RRI04 Ubicazione indagini eseguite al III Impalcato.

5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

5.1 Definizione dell'azione sismica

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture nell'appalto di "servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD" è stata effettuata mediante il confronto tra la domanda e la capacità sia nei confronti dei meccanismi di piano che per quelli fuori piano. La domanda, ovvero l'azione sismica di progetto per un determinato stato limite, è commisurata all'importanza dell'opera in questione secondo i principi richiamati dal D.M. 17.01.2018 al § 3.2.3. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 del D.M. 17.01.2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 dello stesso decreto.

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

- ag accelerazione orizzontale massima al sito;

- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

5.2 Vita nominale

La vita nominale dell'opera VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata in Tabella.

Tipi di costruzione		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'edificio in questione, trattandosi di edificio con caratteristiche ordinarie, si è assunto:

$$VN = 50 \text{ anni}$$

5.3 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Per l'edificio in questione, trattandosi di una struttura scolastica si è assunto il coefficiente d'uso C_u :

$$C_u = 1,50 \text{ (Classe III)}$$

5.4 Periodo di riferimento dell'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento VR che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale VN per il coefficiente d'uso C_u :

VR = 75 anni

5.5 Parametri di pericolosità sismica

Noto il periodo di riferimento per l'azione sismica su determinato ed nota l'esatta ubicazione dell'edificio rispetto alla griglia di valori prevista dal D.M. 17/01/2018 sono stati definiti i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi ai diversi stati limite. Detti valori sono riportati di seguito in figura.

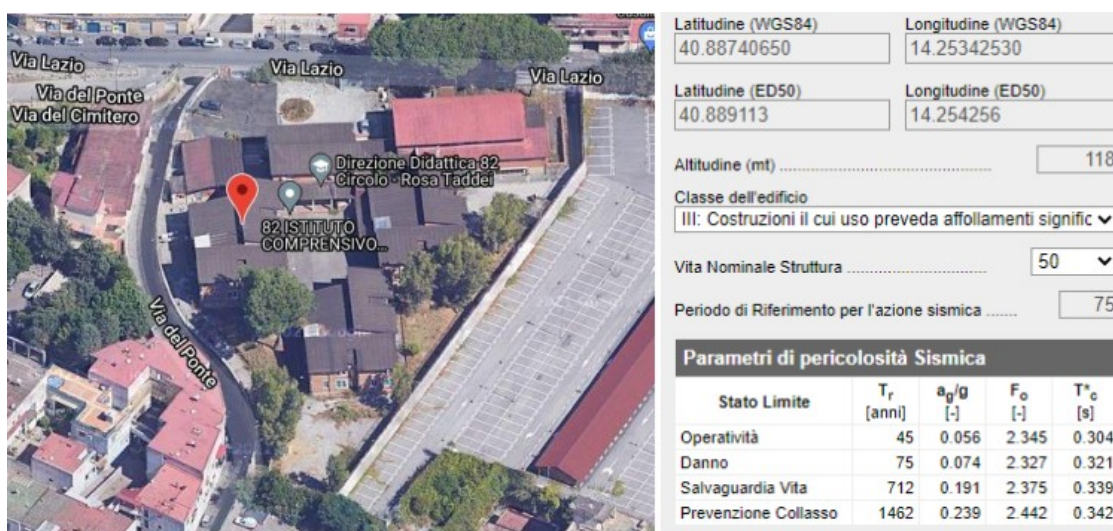


Figura 20: Parametri di pericolosità sismica di base

5.6 Stati limite per le verifiche sismiche

Per la verifica di edifici esistenti il D.M. 17.01.2018 prevede che siano eseguite verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella.

Stati limite	P _{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V _R
SLO (o DO)	81 %
SLD (o DL)	63 %
SLV (o DS)	10 %
SLC (o CO)	5 %

Nella fattispecie, sono state condotte con riferimento prevalentemente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, per quanto concerne gli stati limite ultimi, e allo Stato Limite di Danno, per quanto concerne gli stati limite di esercizio.

5.7 Suolo di fondazione

Il terreno è classificabile come suolo di tipo C secondo quanto previsto dal D.M. 17.01.2018 al paragrafo 3.2.2, per maggiori chiarimenti si demanda all'allegato C contenente la tavola Fase2_RGEOL-T_01-Relazione geologica e geotecnica redatta dai tecnici esterni al Comune nell'ambito dell'appalto "servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65117000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD". Il terreno di fondazione è costituito da "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180m/s e 360m/s.

5.8 Spettro elastico

Noti il tipo di suolo ed i parametri del sito sono definiti tutti gli altri parametri correlati per la determinazione dello spettro elastico come di seguito richiamato.

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad T_B = T_C / 3 \quad T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Categoria sottosuolo	S _s	C _c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

$$ST = 1 \quad S = S_s \times ST$$

STATO LIMITE	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀ [-]	T _C [*] [s]	C _c	S _s	S _t	S	T _b	T _c	T _d
SLO	45	0,056	2,345	0,304	1,555	1,500	1,000	1,500	0,158	0,473	2,125
SLD	75	0,074	2,327	0,321	1,528	1,500	1,000	1,500	0,163	0,490	2,289
SLV	712	0,191	2,375	0,339	1,500	1,428	1,000	1,428	0,170	0,509	3,415
SLC	1462	0,239	2,442	0,342	1,496	1,350	1,000	1,350	0,171	0,512	3,935

In figura sono riportati i valori di tutti i parametri per la definizione univoca degli spettri elastici relativi agli stati limite di interesse. Gli spettri così determinati sono riportati nella sottostante figura.

6

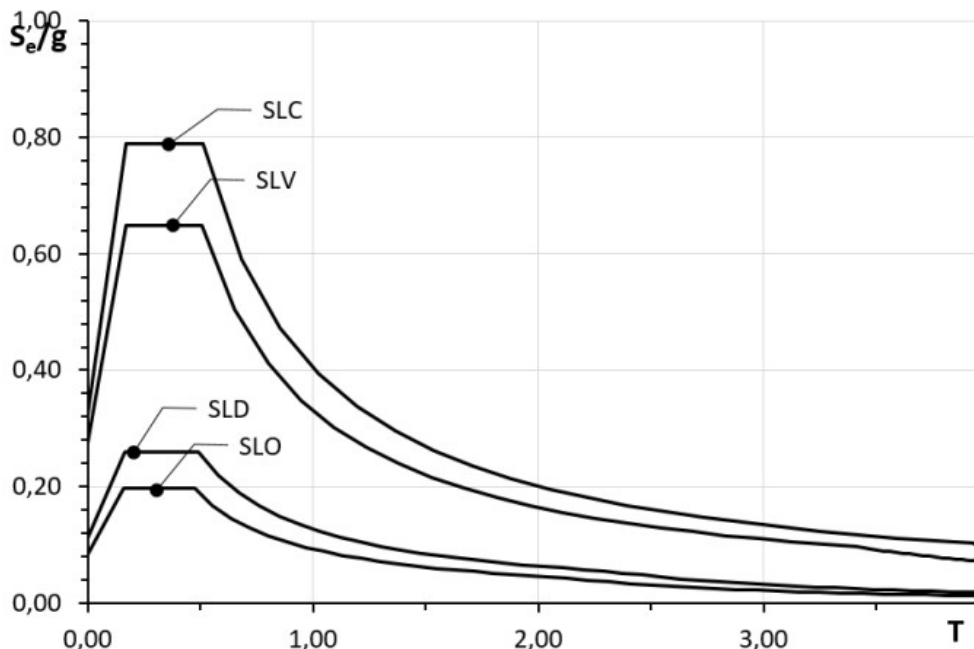


Figura 21: Spettri elastici orizzontali

6.1 Criteri utilizzati per la modellazione dei corpi di fabbrica

Durante la fase di modellazione è necessario trasferire le conoscenze raccolte con le indagini in un modello strutturale il più possibile aderente alla realtà fisica. Questo passaggio risulta uno dei più delicati del percorso che porta alla definizione del rischio sismico in quanto la trasposizione della realtà in un modello comporta sempre delle semplificazioni rispetto alla realtà. L'edificio in oggetto è stato modellato in modo da essere coerente con quanto emerso durante la fase di indagine; le sezioni resistenti sono quelle fornite dal rilievo geometrico, al netto degli intonaci; le proprietà dei materiali sono desumibili dalle ispezioni visive e dalle indagini eseguite in situ, secondo quanto illustrato. Per quanto concerne i solai esistenti, sono stati modellati infinitamente rigidi. Gli edifici sorgono in posizioni isolate gli uni dagli altri, tuttavia la presenza del portico in c.a. costituisce un vincolo secondario che connette tutti i corpi strutturali. Nella verifica di vulnerabilità svolta, è stato necessario valutare la sicurezza sismica distinta per ciascun corpo strutturale pertanto ciascun edificio è stato considerato in posizione isolata: il corpo G (portico) seppur costituisca una connessione strutturale fra tutti gli edifici, assume un comportamento secondario per la sua modesta rigidità in rapporto agli altri edifici. È tuttavia auspicabile in fase di progetto prevedere la realizzazione di un giunto tra il portico e i restanti edifici, assicurandone un comportamento indipendente. È opportuno altresì analizzare, ai fini della modellazione strutturale, la presenza del piano interrato caratterizzato da tamponature in muratura di blocchi di tufo con spessore di circa 50 cm estese lungo il perimetro dei fabbricati. Tale configurazione strutturale determina una rigidità orizzontale del piano interrato di gran lunga maggiore rispetto ai piani fuori terra, per cui è lecito ipotizzare un incastro in corrispondenza del livello del terreno ovvero in corrispondenza dell'impalcato di copertura del piano interrato. Dallo studio di numerosi casi analoghi affrontati in letteratura, in cui è stato confrontato il comportamento delle strutture con e senza piano interrato rigido, non si riscontrano sostanziali differenze in termini di azioni sulle strutture fuori terra, ma fondamentalmente solo una piccola variazione in termini di spostamenti che risultano trascurabili ai fini della verifica di vulnerabilità sismica. Pertanto l'ipotesi semplificativa di omettere dal modello strutturale il piano interrato reso rigido dalle pareti contro terra perimetrali è accettabile considerando che la scatola interrata è un blocco rigido che oscilla solidamente con il terreno in presenza di sisma. Ciò permette di ridurre le azioni

sismiche, trascurando le masse interrato. Nel caso dell'edificio oggetto di studio, è stata quindi omessa la modellazione del piano interrato dei corpi A, B, C ed E interamente confinato da muratura in tufo e considerando quindi le strutture in elevazione incastrate in corrispondenza del primo impalcato (solaio di copertura del piano interrato). L'ipotesi di calcolo trattata, non è stata applicata al corpo D per la presenza parziale di murature in tufo lungo il perimetro del piano interrato ed ai corpi F e G in cui non è presente alcun piano interrato. Si riporta nel seguito il modello creato, per ogni corpo strutturale, nel software di calcolo, al quale sono stati applicati i carichi definiti nei capitoli precedenti:

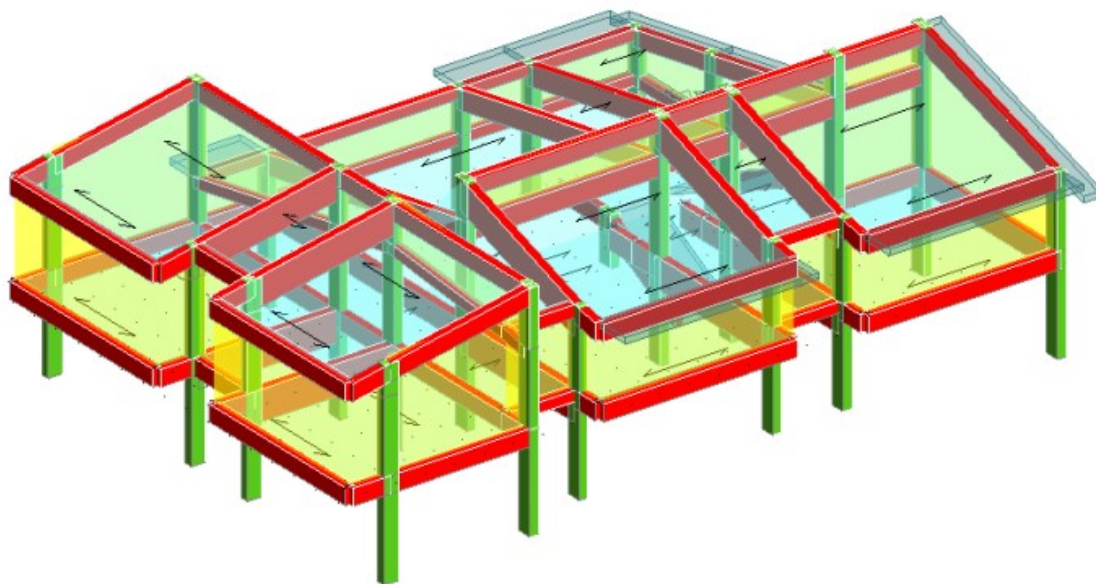


Figura 22: Vista assonometrica del modello strutturale – corpo A – B – C

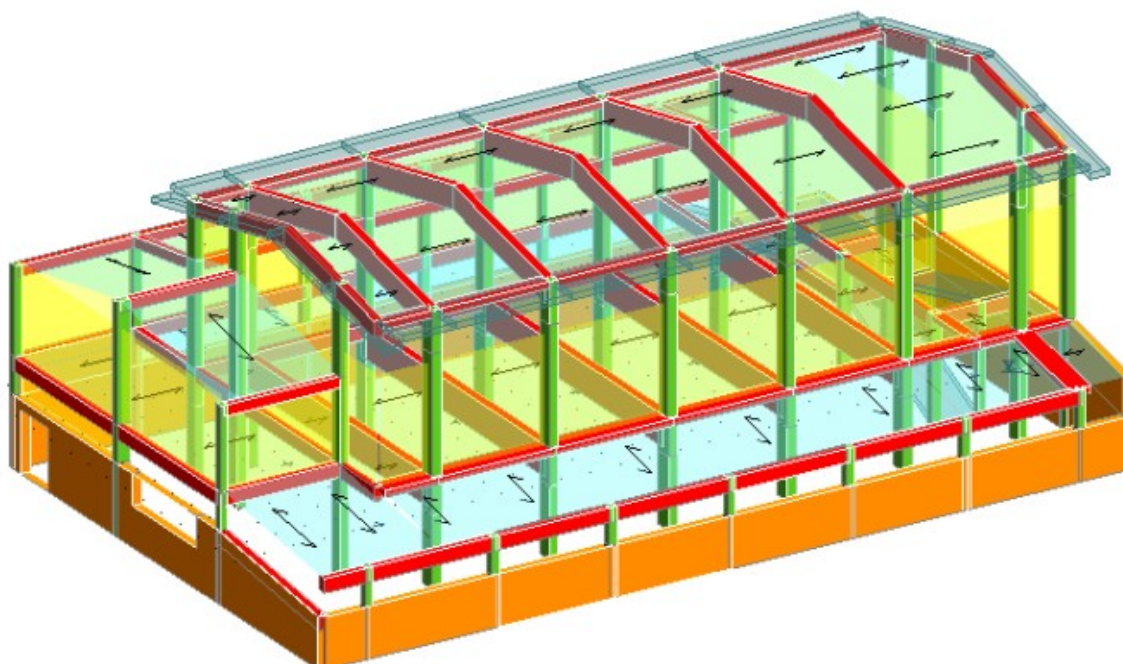


Figura 23: Vista assonometrica del modello strutturale – corpo D

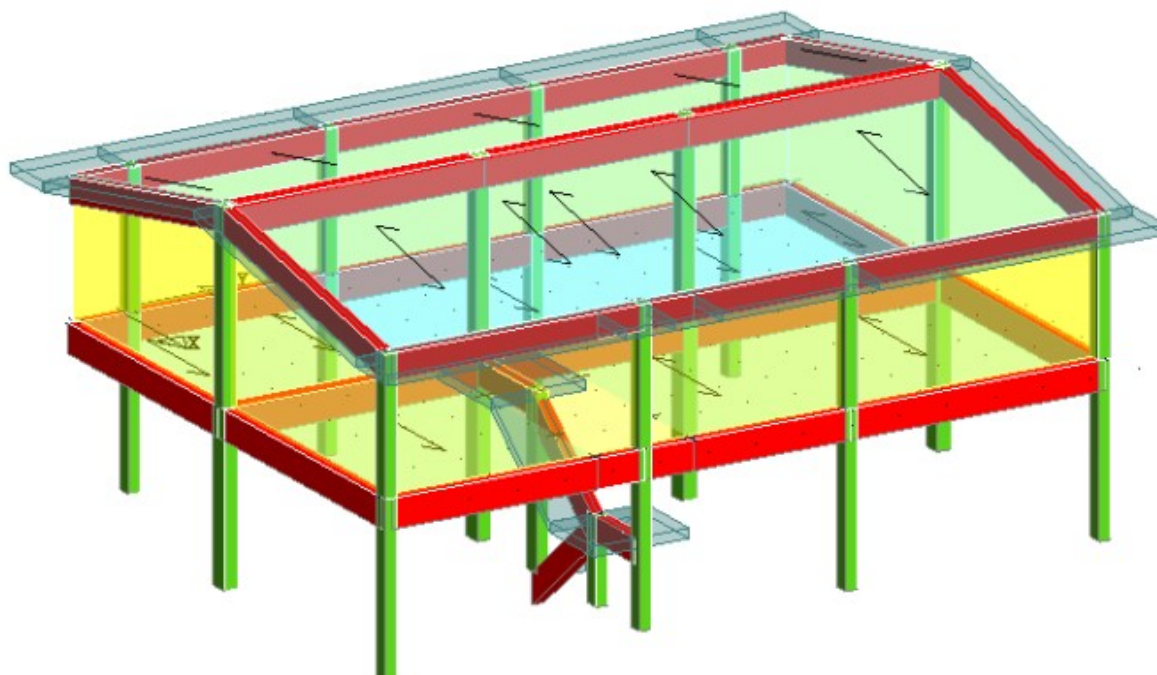


Figura 24: Vista assonometrica del modello strutturale – corpo E

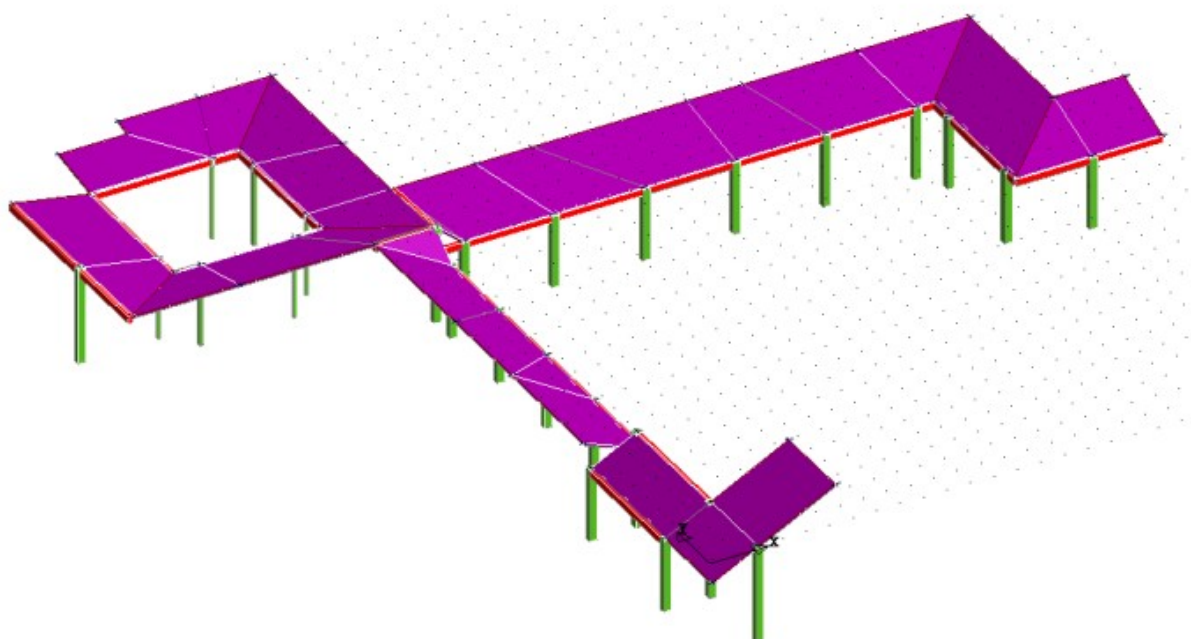


Figura 25: Vista assonometrica del modello strutturale – corpo G

6.2 Verifica in condizioni statiche

Sono state effettuate le verifiche in condizioni statiche degli elementi costituenti la struttura portante dell'edificio, ricavando il parametro $z_{V,i}$ che rappresenta il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla costruzione e il valore del sovraccarico variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Si riepilogano di seguito i risultati ottenuti e si rimanda per approfondimenti ai fascicoli di calcolo allegati. I risultati di seguito illustrati si riferiscono ad una condizione non degradata delle strutture; devono pertanto essere risanati gli elementi strutturali coinvolti da eventuale degrado. Dall'analisi per soli carichi verticali, per ogni corpo strutturale, non sono emerse criticità circa l'utilizzo previsto come edificio scolastico.

Corpo strutturale	$\zeta_{V,i}$ c.a. taglio	$\zeta_{V,i}$ c.a. flessione
A, B, C	1.14	1.09
D	2.69	1.13
E	3.05	1.11
F	4.28	2.98
G	6.06	6.52

Tabella 12: Riepilogo indici di vulnerabilità statica

6.3 Verifiche di vulnerabilità sismica

6.3.1 Meccanismi di collasso fragile – collasso ai nodi

In tutti i corpi strutturali la rottura fragile ai nodi avviene al raggiungimento del collasso per crisi dei nodi trave-pilastro e non sono attive altre cerniere plastiche nell'edificio. La stessa curva push-over delle analisi esemplificative è costituita da un unico tratto con andamento lineare. Il collasso dei nodi trave-pilastro pertanto impedisce di beneficiare delle risorse duttili dell'edificio, essendo stato raggiunto il collasso con la quasi totalità degli elementi strutturali in campo elastico. Si riportano di seguito, per le due direzioni principali del sisma, gli indici di vulnerabilità minimi per la tipologia di collasso indagata

Corpo strutturale	Direzione sisma	Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}	ζ_E
A, B, C	X	SLD 63%	0.166	0.018	0.399	8	0.166
		SLV 10%	0.064	0.017	0.159	8	0.064
	Y	SLD 63%	0.187	0.021	0.419	9	0.187
		SLV 10%	0.072	0.020	0.167	9	0.072
D	X	SLD 63%	0.187	0.021	0.419	9	0.187
		SLV 10%	0.072	0.020	0.167	9	0.072
	Y	SLD 63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103
		SLV 10%	0.040	0.011	0.131	5	0.040
E	X	SLD 63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103
		SLV 10%	0.040	0.011	0.131	5	0.040
	Y	SLD 63%	0.207	0.023	0.438	10	0.207
		SLV 10%	0.080	0.022	0.174	10	0.080

Tabella 13: Indici di rischio sismico collasso nodo c.a.

6.3.2 Meccanismi di collasso fragile - Taglio

Viene riportata una breve sintesi del comportamento dei singoli corpi strutturali, per i risultati integrali si rimanda ai fascicoli di calcolo, riportato nell'allegato B, redatto dai tecnici esterni al Comune nell'ambito dell'appalto "servizi professionali finalizzati alle verifiche di vulnerabilità sismica di n. 333 edifici scolastici

di proprietà comunale ubicati nel territorio delle dieci municipalità – LOTTO 7 – CUP: B65I17000050001 CIG – LOTTO 7: 7882655CAD”.

Corpi A, B e C - Il collasso avviene, in ambedue le direzioni principali del sisma, a causa dell'instaurarsi della crisi a taglio di alcuni elementi strutturali. Al momento del collasso la quasi totalità degli elementi strutturali non ha raggiunto il loro limite di resistenza elastica.

Corpo D - Il collasso avviene principalmente, in ambedue le direzioni principali del sisma, a causa dell'instaurarsi della crisi a taglio dei pilastri tozzi localizzati al piano interrato; Al momento del collasso gran parte degli elementi strutturali non ha raggiunto il loro limite di resistenza elastica.

Corpo E - Per sisma agente in direzione X il collasso avviene a causa dell'instaurarsi di meccanismi fragili a taglio negli elementi costituenti la scala in c.a.; per quanto riguarda il sisma in direzione Y, invece, il collasso avviene al raggiungimento di un'azione sollecitante orizzontale maggiore rispetto a quella agente in direzione x, ma ancora insufficiente per far sì che l'edificio possa sfruttare le proprie risorse duttili.

Corpo strutturale	Direzione sisma	Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}	ζ_E
A, B, C	X	SLD 63%	0.311	0.035	0.517	15	0.311
		SLV 10%	0.120	0.033	0.205	15	0.120
	Y	SLD 63%	0.457	0.051	0.605	22	0.457
		SLV 10%	0.176	0.048	0.240	22	0.176
D	X	SLD 63%	0.540	0.060	0.648	26	0.540
		SLV 10%	0.248	0.068	0.280	32	0.248
	Y	SLD 63%	0.395	0.044	0.570	19	0.395
		SLV 10%	0.152	0.041	0.226	19	0.152
E	X	SLD 63%	0.228	0.025	0.455	11	0.228
		SLV 10%	0.088	0.024	0.181	11	0.088
	Y	SLD 63%	0.808	0.090	0.931	63	0.808
		SLV 10%	0.420	0.115	0.424	88	0.420

Tabella 14: Indici di rischio sismico collasso taglio c.a.

6.3.3 Meccanismi di collasso duttile

L'analisi per meccanismi di rottura duttile viene svolta considerando l'assenza nella struttura di rotture fragili. Tale analisi, eseguita sui corpi strutturali oggetto di studio, fa registrare degli indici di vulnerabilità sismica maggiori rispetto a quelli registrati in presenza di rottura per meccanismi fragili. Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ζ_E ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0.8. E' assimilabile in tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al par. 8.3 delle NCT, ma non ricadente nei casi a), b), c) del par. 8.4.3 delle NTC. Come si evince dalla tabella sotto riportata, i valori degli indici di rischio raggiunti soddisfano, in alcuni casi, i requisiti imposti dalla normativa per quel che riguarda lo SLD e lo SLV, mentre in altri casi rimangono al di sotto dei valori limite di 0.80. Quanto detto denota la modesta capacità dissipativa di quart'ultimi corpi strutturali seppur si eseguano interventi di rinforzo mirati ad eliminare i collassi di tipo fragile.

Corpo strutturale	Direzione sisma	Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}	ξ_E
A, B, C	X	SLD 63%	0.726	0.081	0.773	40	0.726
		SLV 10%	0.881	0.240	0.857	488	0.881
	Y	SLD 63%	0.976	0.108	0.972	70	0.976
		SLV 10%	0.959	0.262	0.951	630	0.959
D	X	SLD 63%	0.478	0.053	0.677	29	0.478
		SLV 10%	0.559	0.152	0.541	159	0.559
	Y	SLD 63%	0.697	0.077	0.765	39	0.697
		SLV 10%	0.508	0.139	0.498	130	0.508
E	X	SLD 63%	0.656	0.073	0.748	37	0.656
		SLV 10%	0.837	0.228	0.811	427	0.837
	Y	SLD 63%	0.808	0.090	0.840	49	0.808
		SLV 10%	0.539	0.147	0.524	147	0.539
F	X	SLD 63%	1.594	0.177	1.476	194	1.594
		SLV 10%	1.462	0.399	1.667	2475	1.462
	Y	SLD 63%	2.273	0.252	2.258	547	2.273
		SLV 10%	1.462	0.399	1.667	2475	1.462

Tabella 15: indici di rischio sismico collasso duttile c.a.

6.3.4 Corpo G – Portico

Il corpo strutturale in oggetto presenta una configurazione geometrica tale da non consentire la messa a punto di un'analisi del tipo statica non lineare; i risultati forniti da quest'ultima non sarebbero in grado di rappresentare in pieno il reale comportamento della struttura. Pertanto, la verifica di vulnerabilità nei confronti delle azioni sismiche, per tale corpo, è stata effettuata tramite l'applicazione di un'analisi dinamica lineare, i cui risultati vengono brevemente riportati nel seguito; per i risultati integrali si rimanda al fascicolo di calcolo allegato.

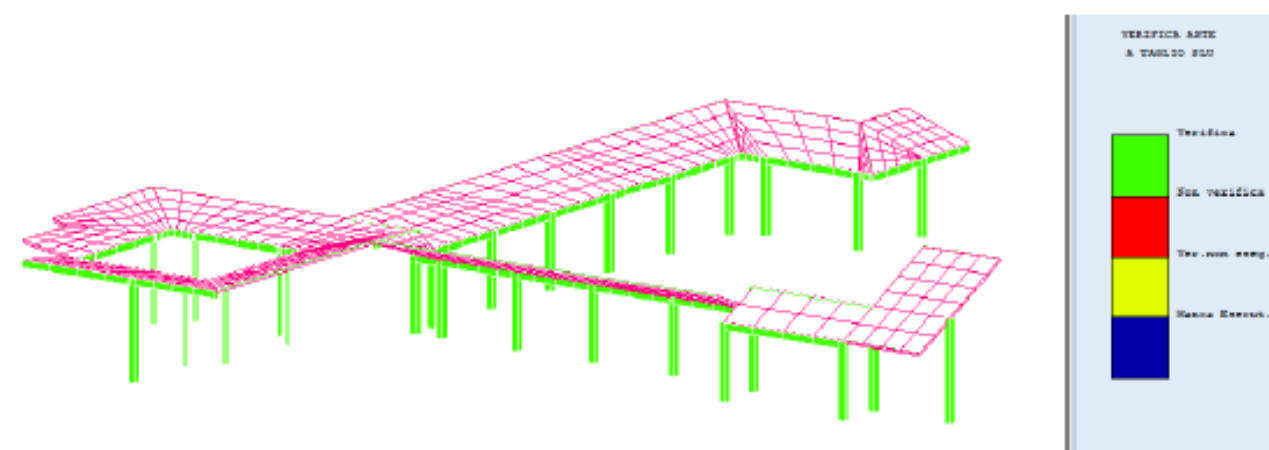


Figura 26: Verifica taglio Corpo G – Analisi dinamica

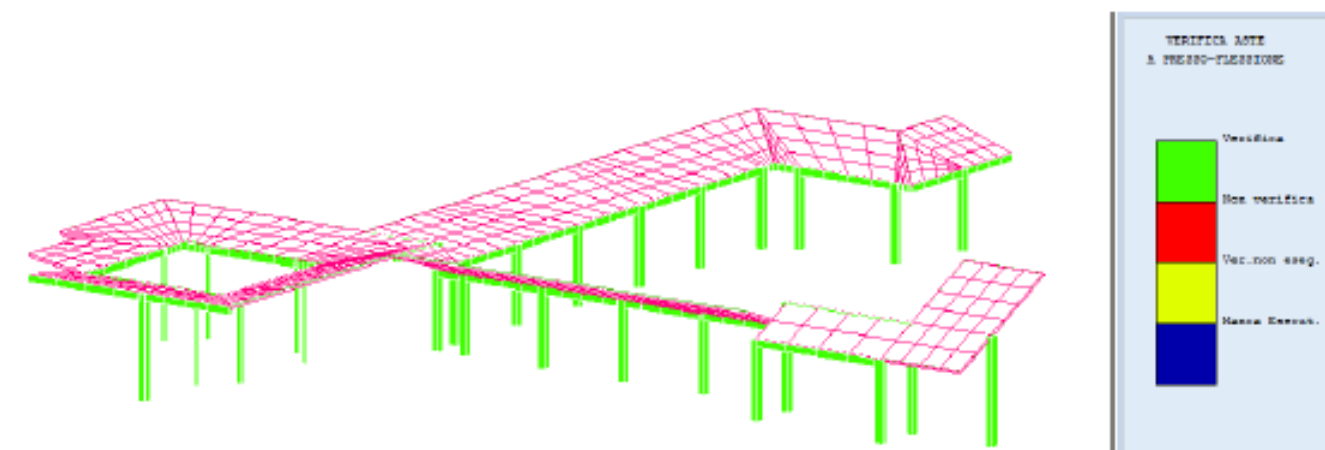


Figura 27: Verifica presso-flessione Corpo G – Analisi dinamica

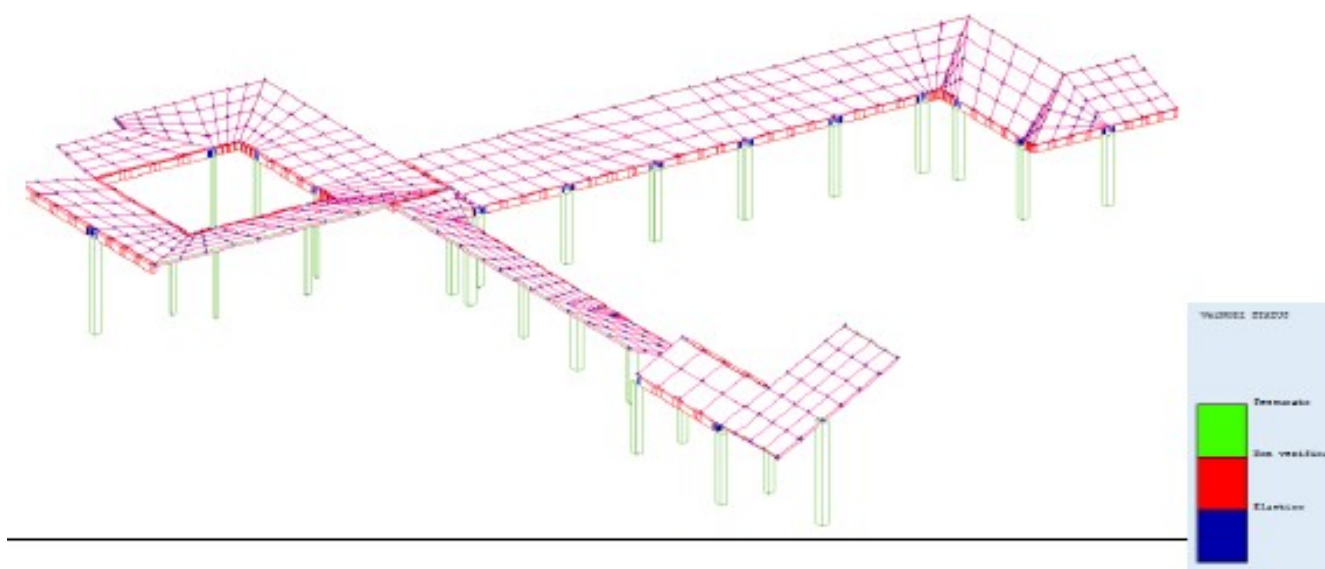


Figura 28: Verifica status nodi - Corpo G – Analisi dinamica

Come si evince dalle figure sopra riportate entrambe le verifiche, sia nei confronti dei meccanismi di collasso fragile che per quel che riguarda i meccanismi di collasso duttile risultano soddisfatte.

6.3.5 Indici di vulnerabilità sismica minimi e vita nominale residua

Nella tabella a seguire viene riportato il riepilogo, per ogni corpo strutturale, del minimo indice ottenuto dalle analisi non lineari effettuate sia per lo SLD che per lo SLV; viene indicata altresì la tipologia di collasso per la quale si registra tale indice.

Corpo strutturale		Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^2$	T_{RCL}	ξ_E	Collasso
A, B, C	SLD	63%	0.166	0.018	0.399	8	0.166	NODI
	SLV	10%	0.064	0.017	0.159	8	0.064	NODI
D	SLD	63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103	NODI
	SLV	10%	0.040	0.011	0.131	5	0.04	NODI
E	SLD	63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103	NODI
	SLV	10%	0.040	0.011	0.131	5	0.040	NODI
F	SLD	63%	1.594	0.177	1.476	194	1.594	DUTTILE
	SLV	10%	0.926	0.253	0.912	568	0.926	NODI
G	SLD	63%	1.000	0.273	1.600	235	1.000	DUTTILE
	SLV	10%	1.000	0.273	1.660	2475	1.000	DUTTILE

Tabella 16: Riepilogo indici di rischio

Si può definire una Vita Nominale Residua della struttura intesa come il tempo entro il quale è necessario intervenire. Essa è espressa in funzione dello stato limite e della probabilità di superamento nel periodo di riferimento. L'espressione analitica di calcolo della Vita Nominale Residua è analoga a quella di calcolo del periodo di ritorno TR (C.3.2.1 della Circ. 7/2019); in dettaglio, il valore della vita nominale di progetto VN corrisponde al tempo di ritorno entro il quale intervenire TINT, ed il tempo di ritorno di progetto TR rappresenta il tempo di ritorno del sisma di collasso delle strutture TSLV/C. Il coefficiente d'uso c_u è invariato in entrambe le formule ed essendo la costruzione di Classe d'uso III esso è pari ad 1,5.

Pertanto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana (probabilità di superamento del 10%) si ha:

$$\frac{T_{INT} \cdot c_u}{T_{SLV}} = -\ln(1 - 0,10) = 0,105$$

da cui la Vita Nominale Residua:

$$T_{INT(SLV)} = \frac{-\ln(1 - 0,10) \cdot T_{SLV}}{c_u} = \frac{0,105 \cdot T_{SLV}}{c_u}$$

La Vita Nominale Residua indica quanto sia elevato il rischio di inadeguatezza delle strutture e quindi l'urgenza di intervento sulla struttura. Indicativamente, se la Vita Nominale Residua è maggiore di 30 anni si ha un basso grado di inadeguatezza delle strutture, se la Vita Nominale Residua è minore di 2 anni si ha un elevato rischio sulle strutture e l'intervento deve essere tempestivo.

Nella Tabella seguente si riporta la Vita Nominale Residua per ciascun corpo strutturale allo SLV:

Corpo strutturale	c_u	$T_{SLV,D}$	$T_{SLV,C}$	$T_{INT,SLV}$
A, B, C	1,5	712	8	1
D	1,5	712	5	1
E	1,5	712	5	1
F	1,5	712	568	40
G	1,5	712	2475	173

Tabella 17: Indici vita residua

7 VALUTAZIONI CRITICHE PROPEDEUTICHE ALLA PREDISPOSIZIONE DEGLI INTERVENTI

I rilievi eseguiti e i risultati delle analisi statiche e sismiche effettuate segnalano la necessità di pianificare degli interventi atti a migliorare il comportamento complessivo della struttura. Devono esser quindi valutati degli interventi che garantiscano un adeguato livello di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche

Si precisa che le verifiche condotte sulle strutture sono riferite ad uno stato non degradato degli elementi costituenti. In fase di indagine sono stati rilevati fenomeni di degrado nelle travi e nei pilastri presenti ai piani interrati di tutti i corpi strutturali, degradi che comportano una riduzione delle caratteristiche resistenti di tali elementi. E' necessario quindi, intervenire tempestivamente per ripristinarne l'integrità degli elementi strutturali in modo da non alterare la resistenza delle strutture a causa dell'eccessiva corrosione delle armature e/o espulsione dei copriferri.

L'intero complesso scolastico, inoltre, nonostante la suddivisione in corpi di fabbrica è reso solidale dalla presenza del portico (corpo G); è quindi, auspicabile in fase di progetto prevedere la realizzazione di un giunto, svincolando il corpo G da tutti gli altri corpi strutturali e pertanto assicurando un comportamento indipendente a ognuno di essi.

Dal punto di vista sismico, i risultati forniti dalle analisi mostrano le limitate risorse delle strutture sia nei confronti dei meccanismi di collasso fragili, che avvengono per indici particolarmente esigui, sia nei confronti dei meccanismi di collasso duttili che avvengono per indici un po' più alti ma comunque inferiori ai valori normativi.

Gli interventi da pianificare in fase progettuale dovranno:

- prevenire le tipologie di collasso fragile degli elementi strutturali favorendo l'istaurarsi di meccanismi di rottura di tipo duttile.
- aumentare le limitate risorse degli elementi strutturali costituenti lo schema portante degli edifici sia in termini di resistenza che in termini di duttilità.

8 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO E INDICI DI RISCHIO POST INTERVENTO

L'intervento di adeguamento ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione come specificati nel par. 8.4.3 delle NTC. Per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto con il grado di sicurezza richiesto dalle NTC.

Negli interventi di adeguamento delle costruzioni nei confronti delle azioni sismiche è richiesto, generalmente, il raggiungimento del valore unitario del parametro ζ_E ; nel caso di semplici variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10% è ammesso un valore minimo di ζ_E pari a 0.8. È assimilabile in tale situazione anche l'adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata attraverso la valutazione di sicurezza di cui al par. 8.3 delle NTC, ma non ricadente nei casi a), b), c) del par. 8.4.3 delle NTC.

Vengono descritti nei successivi paragrafi, le tipologie di interventi predisposti per il raggiungimento dell'adeguamento sismico dei corpi strutturali costituenti il complesso scolastico oggetto di studio.

Si precisa che oltre agli interventi successivamente descritti, per tutti i corpi strutturali, a parte i corpi F e G, è prevista la demolizione e successiva ricostruzione dei solai di copertura e delle fodere esterne dei tamponi; tali interventi riducono notevolmente i carichi agenti sulla struttura e migliorano sensibilmente i comportamenti statici e sismici dei vari corpi strutturali. Inoltre per quanto riguarda la demolizione e ricostruzione dei tamponamenti esterni, l'intervento è concepito anche al fine di eliminare il ribaltamento fuori piano delle tamponature esterne preesistenti.

8.1.1 Rinforzo nodi in c.a. non confinati

L'intervento di rinforzo con CFRP consiste nell'inserimento di fasce in fibra di carbonio e resina epossidica (FRP) in corrispondenza dei nodi non confinati. L'intervento si esplicita nelle seguenti lavorazioni:

- Demolizioni delle finiture in corrispondenza degli elementi in c.a. oggetto di rinforzo;
- Intervento con CFRP;
- Ripristino delle finiture nelle aree interessate.

L'intervento di rinforzo di nodi trave-pilastro in c.a. si realizza disponendo, secondo le diverse configurazioni, tessuti in fibra di carbonio applicati mediante ciclo epossidico. Dopo aver eseguito la preparazione del supporto, arrotondando gli spigoli vivi dei pilastri e delle travi convergenti nel nodo con raggio di curvatura di almeno 20 mm, l'asportazione delle polveri, le eventuali operazioni di ripristino, si procede come di seguito descritto:

- Applicare sulla superficie da rinforzare il primer epossidico bi componente;
- Stendere a spatola, sul primer fresco, uno strato uniforme di 1,0-1,5 mm di stucco epossidico bicomponente;
- Applicare sullo stucco epossidico ancora fresco, uno strato di resina epossidica fluida per l'impregnazione dei tessuti;
- Tagliare con forbici i tessuti nelle lunghezze desiderate;
- Applicare, all'attacco tra la colonna e la trave angolari, uno strato di tessuto unidirezionale in fibra di carbonio ad alta resistenza (o tessuto quadriassiale) impregnandolo con resina epossidica;
- Disporre fasce di tessuto, in ambedue le direzioni, sul pannello centrale del nodo;
- Applicare un secondo strato di resina epossidica fluida sui tessuti applicati;
- Fasciare le porzioni terminali del pilastro convergenti nel nodo, mediante tessuti unidirezionali in fibra di carbonio. Il tessuto deve essere applicato in forma di anello chiuso e garantendo una sovrapposizione delle fasce anulari di 5 cm in verticale e di 20 cm in orizzontale;
- Applicare un secondo strato di resina epossidica fluida sui tessuti applicati.

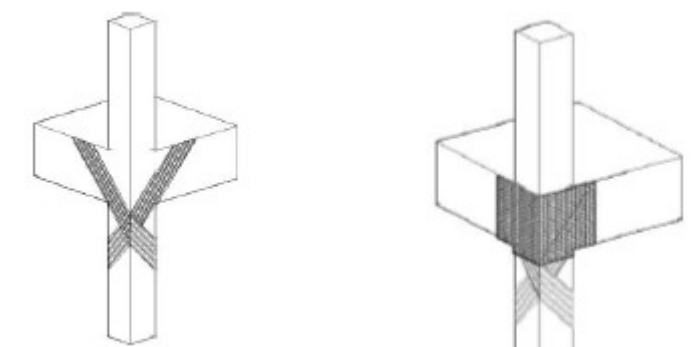
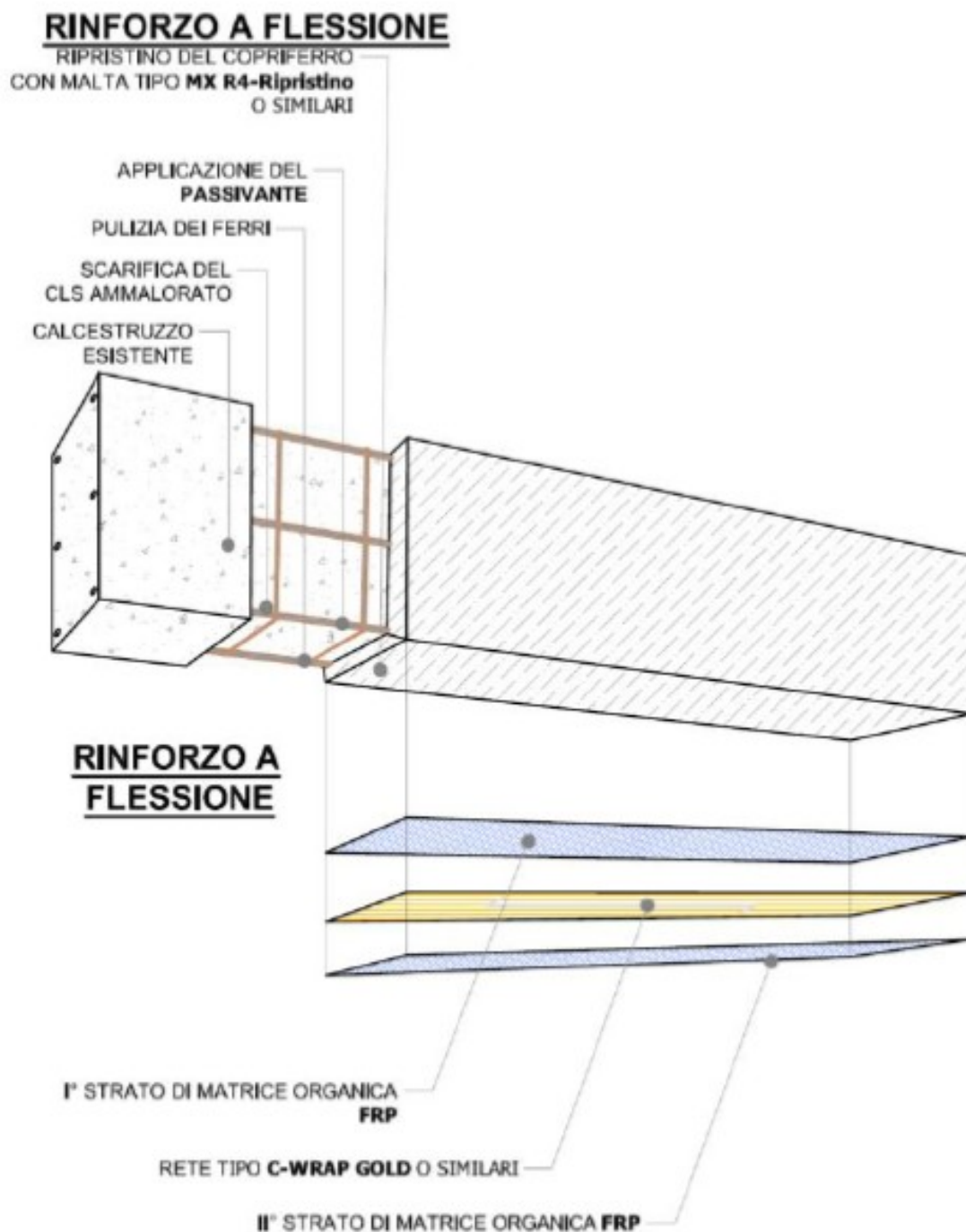


Figura 29: Intervento tipologico con CFRP per nodi non confinati

8.1.2 Rinforzo travi e pilastri con FRP

Per quanto concerne il rinforzo di travi e pilastri costituenti la struttura portante in cemento armato soggetti ad un prematuro collasso in condizione sismica, si sceglie la tecnica del rinforzo con FRP, incrementando la resistenza a flessione e taglio delle sezioni. Si riportano di seguito alcuni dettagli grafici per il rinforzo di elementi strutturali in c.a. mediante l'utilizzo di FRP.



RINFORZO A TAGLIO

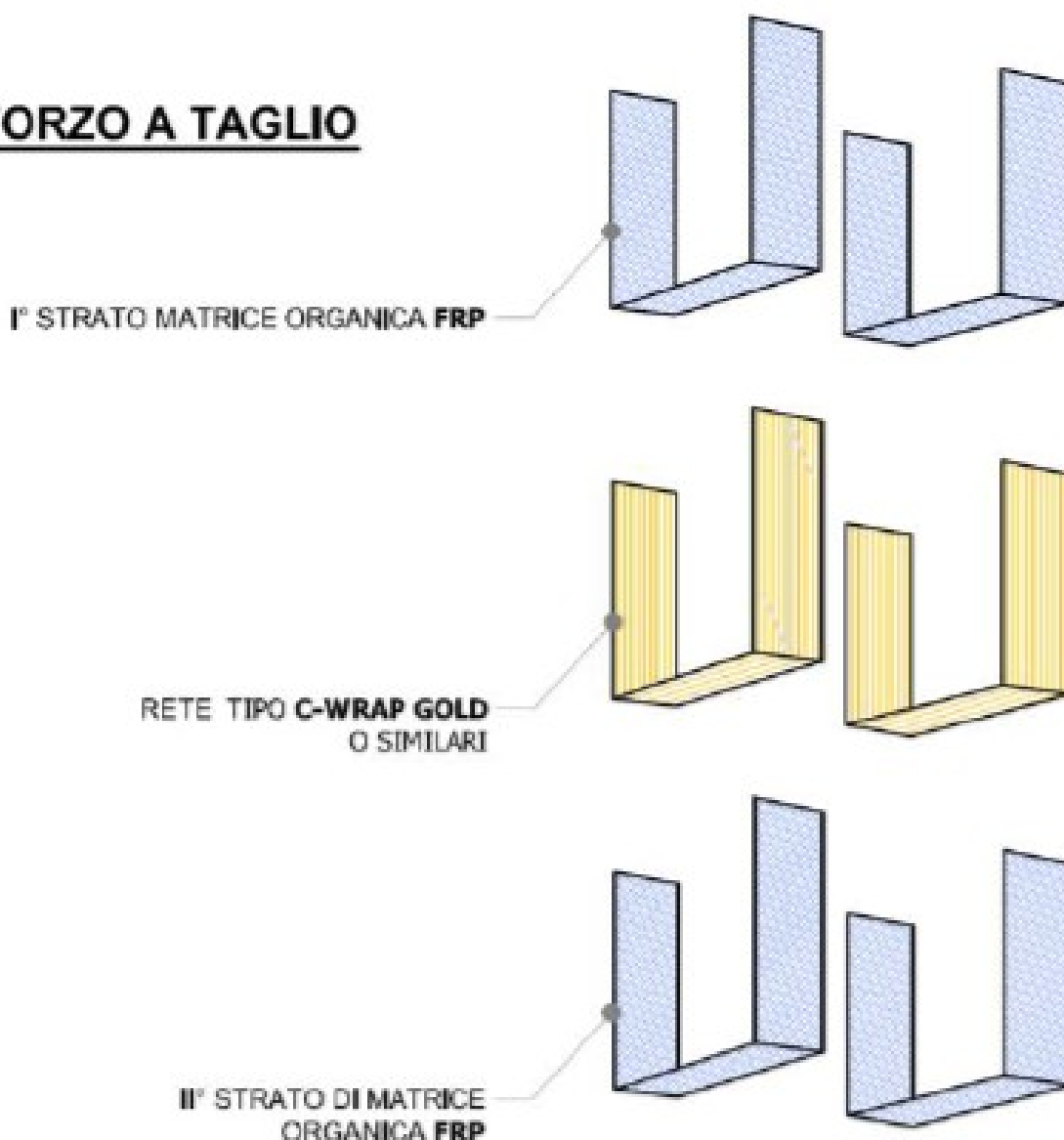


Figura 30: Rinforzo FRP flessione e taglio trave

- **Corpi A, B, C**

I risultati forniti dalle analisi mostrano le limitate risorse della struttura nei confronti dei meccanismi di collasso fragili che coinvolgono sia la crisi dei nodi trave-pilastro non confinati che la crisi a taglio di travi e pilastri presenti al primo impalcato e al secondo impalcato.

Gli interventi predisposti per tale corpo strutturale consistono in:

- rinforzo di tutti i nodi trave-pilastro non confinati;
- rinforzo a taglio delle travi delle travi soggette al collasso per crisi a taglio presenti al I impalcato;
- rinforzo a taglio di tutti i pilastri presenti al I impalcato e dei pilastri tozzi presenti al secondo impalcato.

Per tutte e tre le tipologie verrà applicata la tecnica di rinforzo tramite la messa in opera di sistemi fibrorinforzati del tipo CFRP. Nella figura a seguire vengono indicati gli elementi sui quali dovrà essere applicato tale rinforzo:

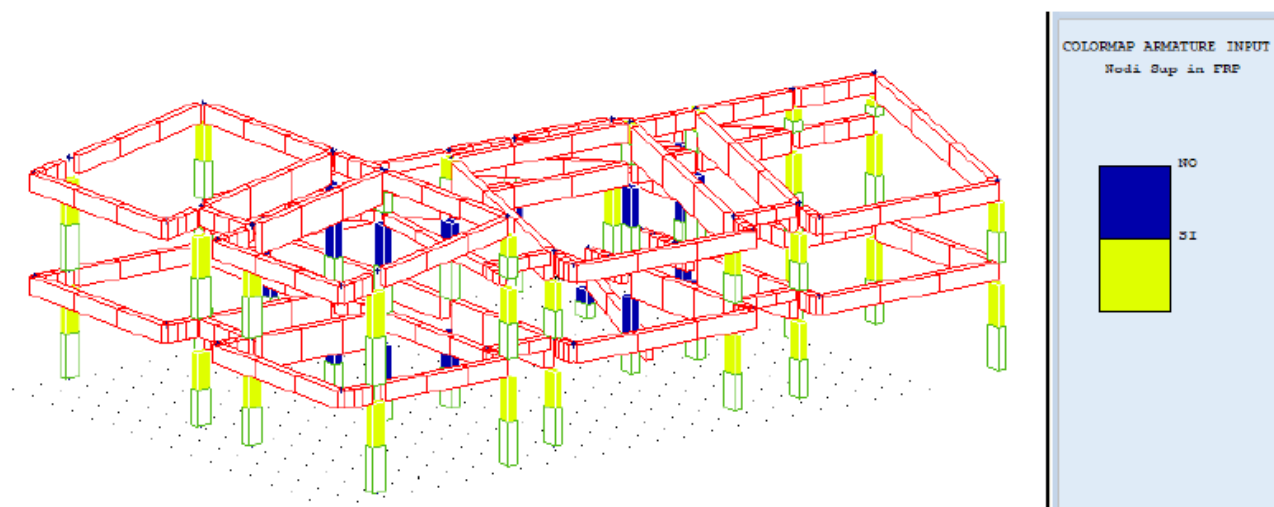


Figura 31: Identificazione elementi soggetti a rinforzo nodi trave-pilastro – Corpo A, B, C

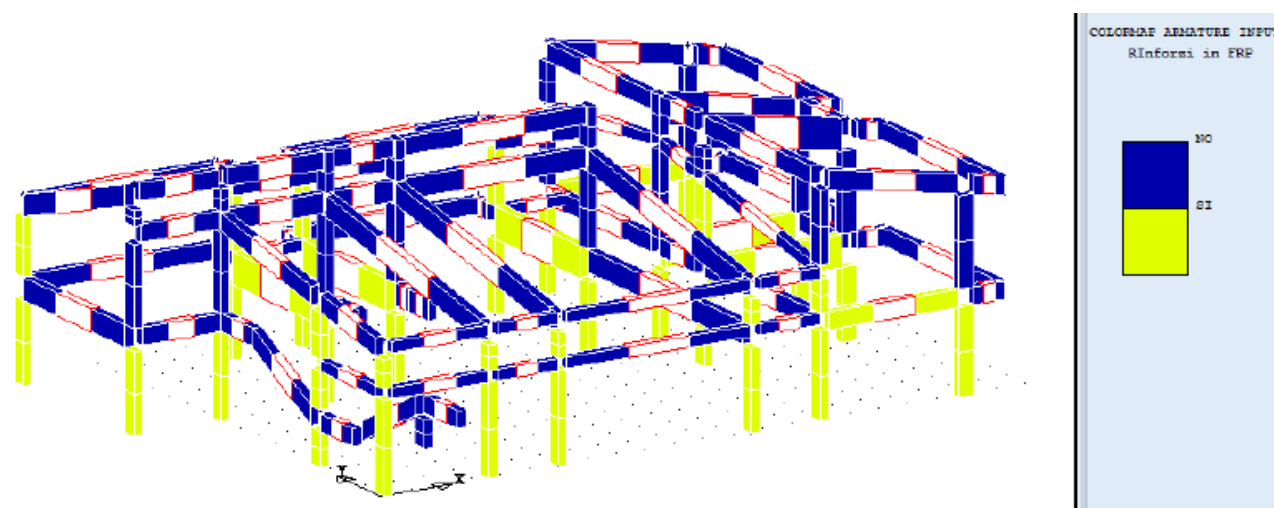


Figura 32: Identificazione elementi soggetti a rinforzo a taglio – Corpo A, B, C

• Corpo D

I risultati forniti dalle analisi mostrano le limitate risorse della struttura sia nei confronti dei meccanismi di collasso fragili che coinvolgono sia la crisi dei nodi trave-pilastro non confinati che la crisi a taglio di alcune travi e pilastri, sia nei confronti dei meccanismi di collasso duttili, i quali avvengono per indici un po' più alti ma comunque inferiori ai valori normativi.

Gli interventi predisposti per tale corpo strutturale consistono in:

- rinforzo di tutti i nodi trave-pilastro non confinati;
- rinforzo a taglio di alcune travi "corte" presenti al I e al II impalcato;
- ringrosso di parte dei pilastri presenti al I impalcato e di alcuni presenti al II impalcato.

Per le prime due tipologie, verrà applicata la tecnica di rinforzo tramite la messa in opera di sistemi fibrorinforzati del tipo CFRP. Nella figura a seguire vengono indicati gli elementi sui quali dovrà essere applicato tale rinforzo.

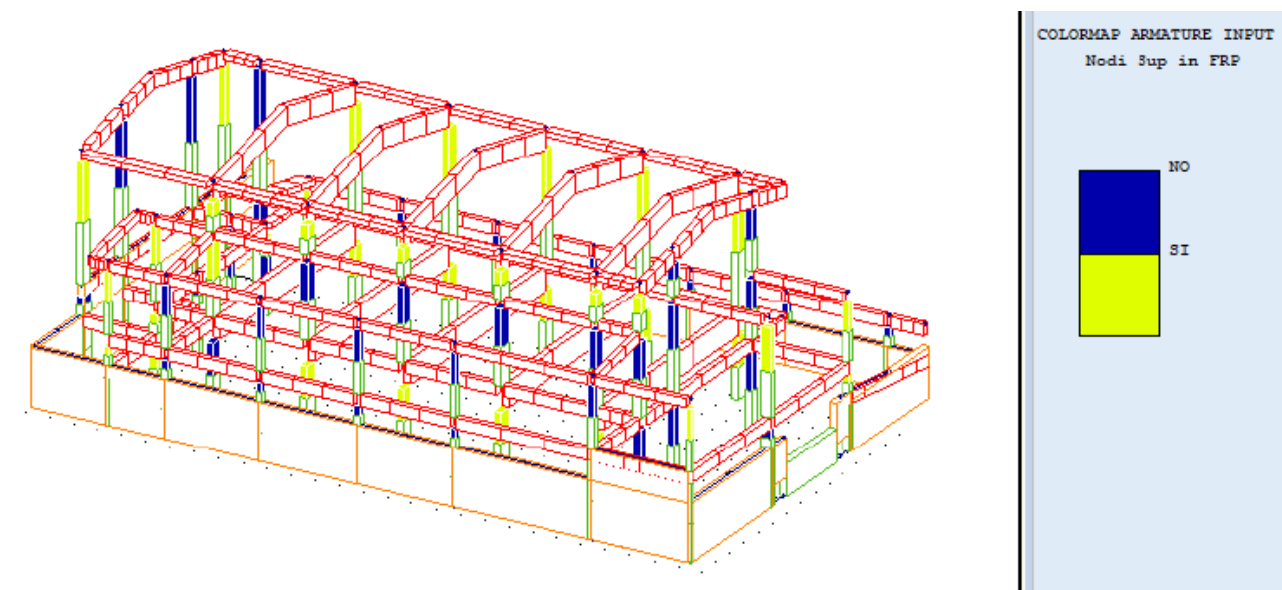


Figura 33: Identificazione elementi soggetti a rinforzo nodi trave-pilastro – Corpo D

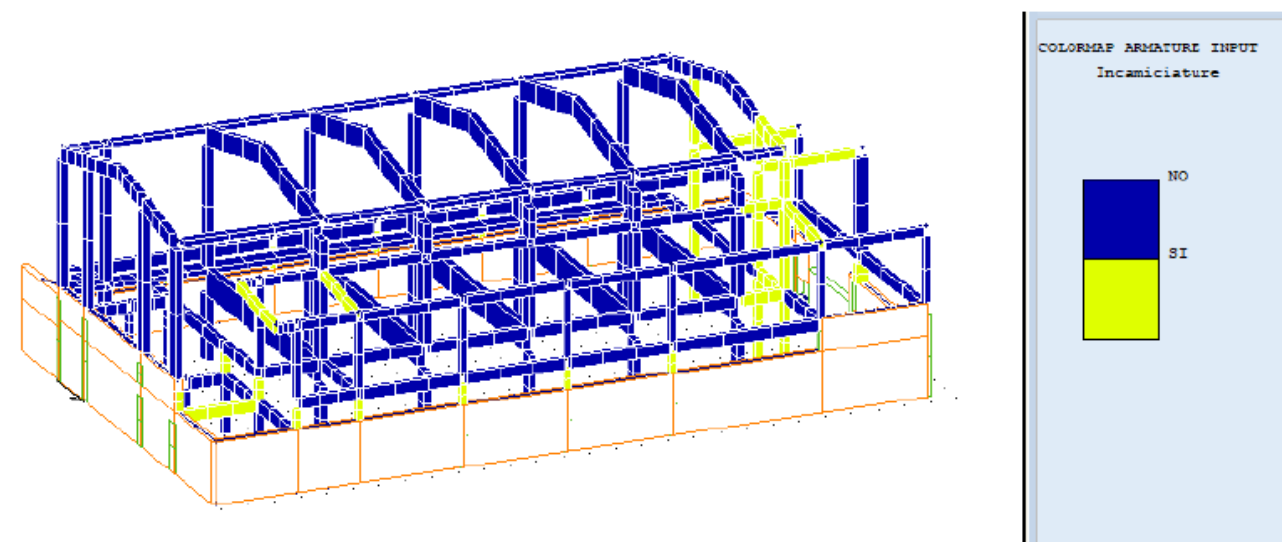


Figura 34: Identificazione travi da rinforzare a taglio e pilastri da ringrossare – Corpo D

• Corpo E

I risultati forniti dalle analisi mostrano le limitate risorse della struttura sia nei confronti dei meccanismi di collasso fragili che coinvolgono sia la crisi dei nodi trave-pilastro non confinati che la crisi a taglio degli elementi strutturali, sia nei confronti dei meccanismi di collasso duttili, i quali avvengono per indici un po' più alti ma comunque inferiori ai valori normativi.

Gli interventi predisposti per tale corpo strutturale consistono in:

- demolizione della scala in c.a. esistente e successiva ricostruzione con tipologia adeguata alla progettazione sismica
- rinforzo di tutti i nodi trave-pilastro non confinati tramite la messa in opera di sistemi fibrorinforzati del tipo CFRP;
- messa in opera di due nuove pilastrate, così da aumentare la rigidezza e la resistenza dei telai in direzione X e ringrosso dei pilastri perimetrali lato lungo presenti al I impalcato.

Nelle figure a seguire, vengono indicati gli elementi sui quali dovrà essere applicato il rinforzo/ringrosso e la posizione delle due nuove pilastrate messe in opera.

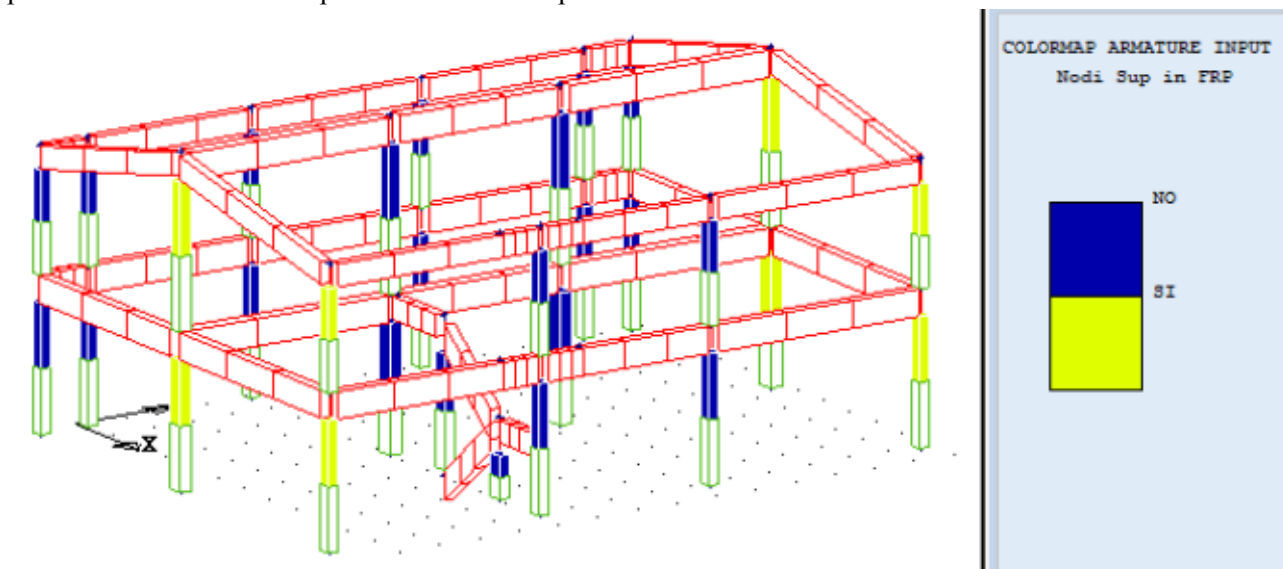


Figura 35: Identificazione elementi soggetti a rinforzo nodi trave-pilastro – Corpo E

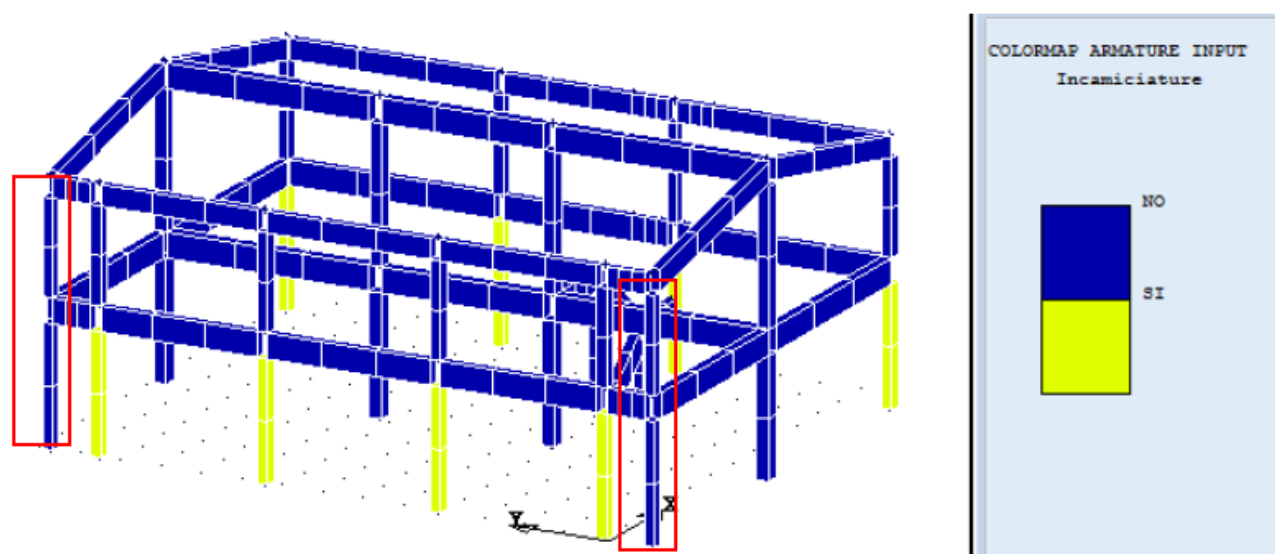


Figura 36: Identificazione nuove pilastrate e pilastri ringrossati – Corpo E

- **Corpo G (portico in c.a.)**

I risultati forniti dalle analisi non mostrano carenze né dal punto di vista statico né da quello sismico del corpo in oggetto. Tuttavia poiché il corpo G determina una connessione strutturale rendendo di fatto unico il complesso edilizio, è necessario in fase di intervento giungere il corpo in esame da tutti gli altri corpi strutturali in modo tale da assicurare un comportamento indipendente.

Viene riportata nel seguito la carpenteria del corpo portico con l'individuazione delle sconnessioni da effettuare.

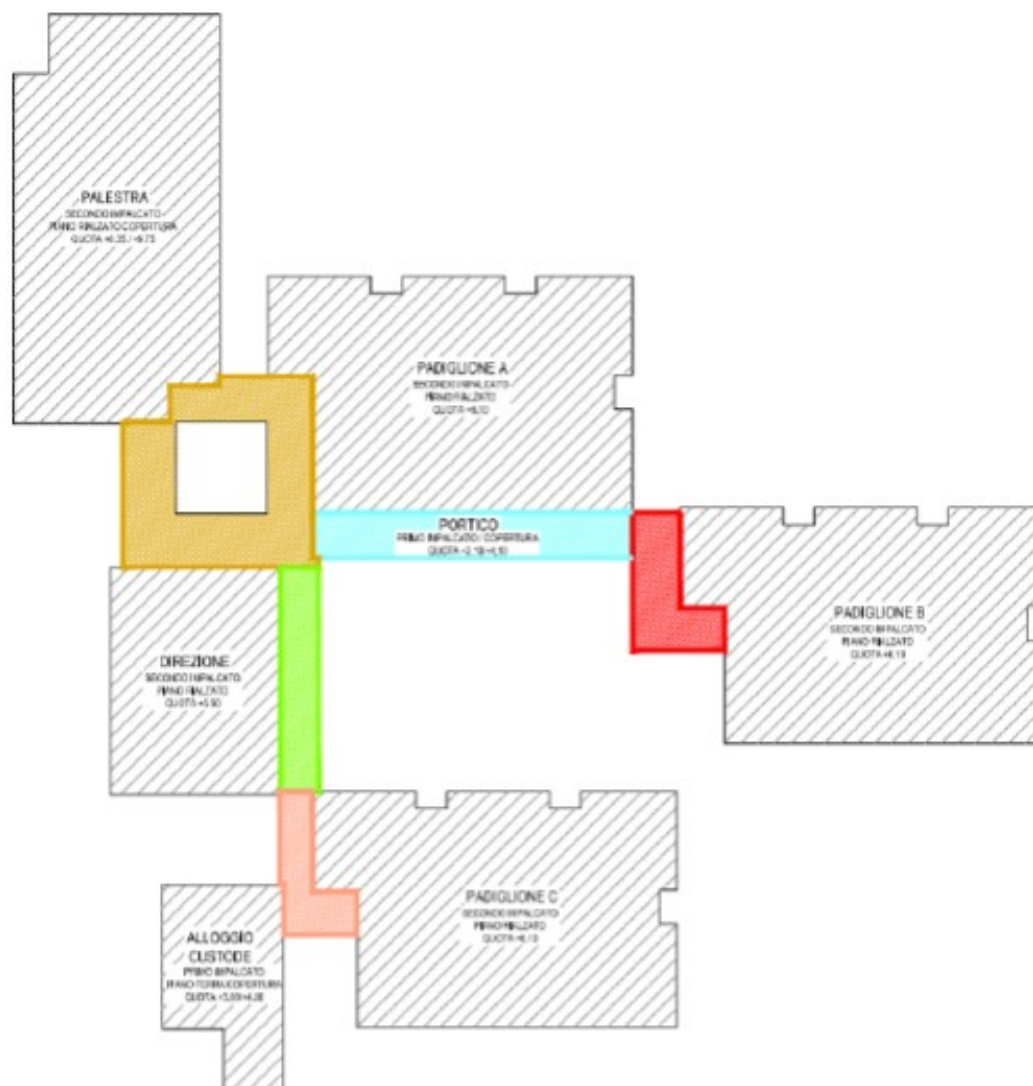


Figura 37: Identificazione suddivisione portico– Corpo G

9 RIEPILOGO INDICI DI RISCHIO

Di seguito sono riepilogati gli indici di sicurezza statica.

Corpo strutturale	$\zeta_{v,i}$ c.a. taglio	$\zeta_{v,i}$ c.a. flessione
A, B, C	1.14	1.09
D	2.69	1.13
E	3.05	1.11
F	4.28	2.98
G	6.06	6.52

Tabella 18: Indice di sicurezza statica

Di seguito sono riepilogati gli indici di rischio sismico nelle seguenti due condizioni:

- stato di fatto (ante intervento);
- stato di progetto (post intervento adeguamento).

Corpo strutturale	Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}	ξ_E
A, B, C	SLD 63%	0.166	0.018	0.399	8	0.166
	SLV 10%	0.064	0.017	0.159	8	0.064
D	SLD 63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103
	SLV 10%	0.040	0.011	0.131	5	0.04
E	SLD 63%	0.103	0.011	0.329	5	0.103
	SLV 10%	0.040	0.011	0.131	5	0.040
F	SLD 63%	1.594	0.177	1.476	194	1.594
	SLV 10%	0.926	0.253	0.912	568	0.926
G	SLD 63%	1.000	0.273	1.600	235	1.000
	SLV 10%	1.000	0.273	1.660	2475	1.000

Tabella 19: Indici di rischio sismico ante intervento

Corpo strutturale	Valori minimi	PgaC/PgaD	PgaC	$(T_{RCL}/T_{RDL})^a$	T_{RCL}	ξ_E
A, B, C	SLD 63%	1.049	0.114	1.031	81	1.049
	SLV 10%	0.925	0.256	0.909	565	0.925
D	SLD 63%	0.923	0.099	0.931	63	0.923
	SLV 10%	0.852	0.235	0.826	447	0.852
E	SLD 63%	1.081	0.117	1.058	86	1.081
	SLV 10%	0.908	0.251	0.889	535	0.908
F	SLD 63%	1.419	0.153	1.334	151	1.419
	SLV 10%	0.937	0.259	0.924	588	0.937
G	SLD 63%	1.000	0.273	1.600	235	1.000
	SLV 10%	1.000	0.273	1.660	2475	1.000

Tabella 20: Indici di rischio sismico post intervento (ADEGUAMENTO)