



REGIONE BASILICATA  
COMUNE DI SALANDRA



Provincia di Matera



**P.O. - FESR - Basilicata 2013/2017**

**PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO E FUNZIONALE DEI  
CORPI A E B DEL COMPLESSO EDILIZIO SCOLASTICO TEN.  
ROCCO DAVIA IN SALANDRA (MT)**

**PROGETTO ESECUTIVO**

TITOLO ELABORATO

**RELAZIONE TECNICA STRUTTURE CORPO A**

ELABORATO N.

**D. 1**

COMMITTENTE

**COMUNE DI SALANDRA**

Data:

Ottobre 2017

PROGETTO

Ing. Domenico Terranova

## Sommario

PREMESSA .....	1
Leggi e Decreti di riferimento.....	3
1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CORPO A .....	4
2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO .....	8
3 METODOLOGIA DI INDAGINE SEGUITA .....	9
3.1 Consultazione degli elaborati .....	10
3.2 Rilievo geometrico di massima .....	11
3.3 Sopralluoghi ed indagini sui materiali.....	12
3.3.1 Indagini sul calcestruzzo esistente .....	13
3.3.2 Indagini sulle armature esistenti .....	16
4 Interferenza fra edifici contigui.....	23
5 Vulnerabilità di elementi non strutturali .....	27
6 LIVELLO DI CONOSCENZA.....	31
7 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA.....	32
7.1 Modello numerico lineare e metodo di verifica adottato allo SLU .....	33
7.2 Modello numerico non lineare e metodo di verifica adottato allo SLV .....	36
8 INDICATORE DI RISCHIO SISMICO .....	40
9 RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI .....	41
10 ANALISI DEI CARICHI.....	42
11 AZIONE SISMICA.....	46
12 COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	49
13 VERIFICA DELLA SICUREZZA STATICA E ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLO STATO DI FATTO .....	51
13.1 Sintesi verifiche di sicurezza in condizioni statiche – stato di fatto .....	52
13.2 Sintesi verifiche di sicurezza in presenza di azioni sismiche – stato di fatto .....	55
14 INTERVENTI STRUTTURALI PROPOSTI.....	60
15 RISULTATI ANALISI STRUTTURA POST INTERVENTO .....	66
15.1 Modellazione rinforzo con CAM.....	66
15.2 Sintesi verifiche di sicurezza in condizioni statiche – stato post intervento.....	69
15.3 Sintesi verifiche di sicurezza in presenza di azioni sismiche – stato post intervento.....	70
15.4 Verifiche dei solai di piano.....	74
15.5 Sistemi antiribaltamento per elementi secondari .....	79
15.6 Giunti tecnici di separazione .....	80
CONCLUSIONI.....	82

## **PREMESSA**

La presente relazione è redatta allo scopo di illustrare i risultati di uno studio finalizzato alla valutazione della vulnerabilità statica e sismica dell'edificio denominato "Corpo A" appartenente al complesso edilizio scolastico Ten. Rocco Davia sito nel Comune di Salandra in c.so Dante Alighieri. Lo studio sarà arricchito dalla proposta di mirati interventi strutturali finalizzati ad elevare il livello di sicurezza attuale sia in condizioni statiche (a soli carichi gravitazionali) che sismiche.

Il lavoro si inquadra nell'ambito del programma di finanziamento per l'edilizia scolastica emesso dalla Regione Basilicata nell'anno 2015.

Le verifiche di sicurezza ed il progetto degli interventi strutturali sono stati condotti in accordo con le attuali *Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008* (NTC2008).

Le NTC2008 prevedono un'attenta valutazione del comportamento statico e sismico degli edifici esistenti, costituenti una parte rilevante delle costruzioni presenti sul territorio nazionale. L'approccio adottato per l'analisi di fabbricati esistenti si differenzia da quello comunemente impiegato nel caso di nuove costruzioni prevalentemente a causa del livello di conoscenza che per le costruzioni esistenti si riesce a conseguire.

A proposito di edifici esistenti, le NTC2008 prevedono un approccio prestazionale caratterizzato da "l'adozione di poche regole di carattere generale ed alcune indicazioni importanti per la correttezza delle diverse fasi di analisi, progettazione ed esecuzione", come esplicitamente riportato nella circolare esplicativa n. 617/2009.

In linea con quanto sopra detto, il presente lavoro è stato articolato in tre fasi: (i) la fase conoscitiva, finalizzata a riconoscere la storia, la morfologia e le caratteristiche strutturali del complesso edilizio, (ii) la fase di analisi con la verifica statica e la valutazione della vulnerabilità sismica e (iii) la fase di progettazione e verifica di opportuni interventi strutturali.

Le verifiche di sicurezza, coerentemente con quanto riportato ai par. 8.3, 8.4.1 e 8.7.5 delle NTC2008, sono state condotte nei riguardi degli Stati Limite Ultimi (SLU), in presenza dei soli carichi gravitazionali, e rispetto alla condizione di Salvaguardia della Vita umana (SLV), in presenza di sisma.

Si sottolinea che la scelta delle soluzioni progettuali proposte si basano su risultati di analisi numeriche mirando (i) al completo soddisfacimento delle verifiche di stabilità e staticità dell'immobile nei confronti degli SLU e (ii) al conseguimento dell'**adeguamento sismico** allo SLV, tenuto conto dei livelli prestazionali di sicurezza previsti dalle attuali NTC2008.

La scelta e definizione degli interventi strutturali, sono state altresì effettuate tenendo conto di due vincoli importanti: 1) il budget a disposizione e 2) la necessità di rendere gli interventi proposti quanto meno invasivi possibile, puntando a salvaguardare al tempo stesso le finiture esistenti.

Nel seguito, conformemente a quanto previsto al cap. 10 delle NTC2008, verranno descritti i seguenti aspetti:

- *Descrizione generale del complesso edilizio e caratterizzazione del sito*
- *Metodologia di indagine seguita e livello di conoscenza maturato*
- *Tipo di analisi svolta e metodi di verifica;*
- *Metodi di analisi e criteri di verifica adottati*
- *Modellazione strutturale ed informazioni sul codice di calcolo utilizzato*
- *Analisi e combinazione dei carichi*
- *Definizione dell'azione sismica*
- *Verifiche statiche e analisi della vulnerabilità sismica dello stato attuale*
- *Proposta di possibili interventi di miglioramento/adeguamento sismico*
- *Verifiche statiche e analisi della vulnerabilità sismica dello stato post intervento*
- *Conclusioni*

## **Leggi e Decreti di riferimento**

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

”Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”

**Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

**D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008** (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

”Norme tecniche per le Costruzioni”

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

# 1 DESCRIZIONE GENERALE DEL CORPO A

Comune: Salandra (MT);  
Latitudine: 40.52°  
Longitudine: 16.32°  
Altitudine s.l.m.: 545 m.  
Tipologia strutturale: telai in c.a.  
Destinazione d'uso: scuola  
Classe d'uso: III  
Vita Nominale: 50 anni;  
Struttura esistente: SI

L'edificio denominato "Corpo A" appartiene complesso edilizio scolastico Ten Roccco Davia sito all'incrocio tra via Potenza e c.so Dante del Comune di Salandra (MT).

Fig. 1 mostra una planimetria generale del complesso edilizio costituito da 4 corpi di fabbrica in c.a. ordinario realizzati in epoche successive a partire dagli anni '50 e aventi attualmente le seguenti destinazioni d'uso:

- Corpo A: aule scolastiche e servizi igienici (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo B: uffici scuola e aule docenti (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo C: aule ordinarie, per attività speciali e mensa (Cat. C1 – affollamenti significativi)
- Corpo D: palestra (Cat. C1 – affollamenti significativi)

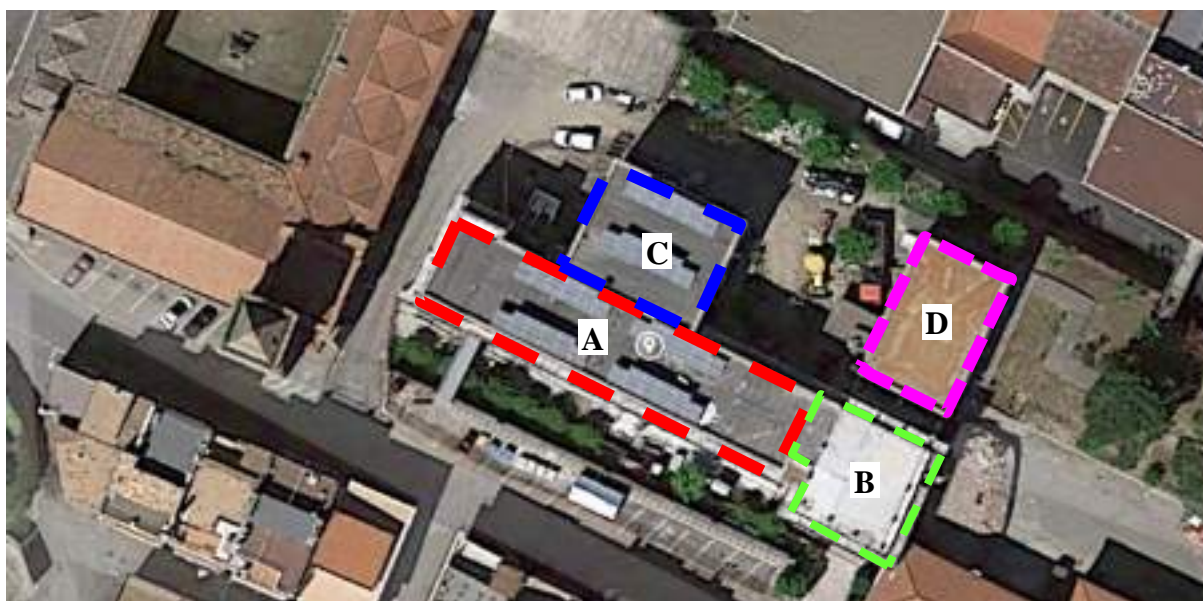


Fig. 1. Planimetria generale complesso edilizio Ten. Roccco Davia ospitante la scuola elementare e materna del Comune di Salandra.

L'accesso ai vari livelli del complesso edilizio è garantito mediante una scala in c.a. interna al Corpo B. Tra il Corpo A e il Corpo C è presente un ascensore per l'accesso dei disabili. Sul prospetto posteriore del Corpo A (nord-ovest) è presente la scala di emergenza, realizzata in acciaio. All'esterno del complesso scolastico l'area è stata sistemata parte a verde e parte a parcheggio per le autovetture degli insegnanti scolastici con accessi diversificati a scalinate e a rampe di accesso.

**E' importante osservare che allo stato attuale i corpi A, B e C sono strutturalmente separati da esigui giunti tecnici di dimensioni insufficienti ad escludere potenziali fenomeni di martellamento in occasione eventi sismici.**

Il Corpo A, in particolare, consta di tre piani fuori terra nel seguito denominati piano terra (a quota 0.00m), piano primo (a quota 3.35 m ) e piano secondo (a quota 6.85 m ), quest'ultimo sormontato da una copertura piana a terrazzo posta a quota 10.35 m. In corrispondenza del lato Est, è presente un piano interrato (a quota  $\approx -2.70$  m) attualmente ad uso deposito ed occupante una limitata superficie in pianta pari a circa 30 mq.

La pianta dell'edificio è regolare ed inscritta in un rettangolo di dimensioni massime pari a circa 41.00 m (direzione X) e 9.58 m (direzione Y), con una modesta sporgenza di circa 90 cm sul lato Nord-Ovest. Complessivamente la superficie in pianta occupata dal fabbricato risulta pari a circa 360 mq.

Da un punto di vista strutturale il Corpo A è costituito da telai in c.a. ordinario disposti in entrambe le direzioni principali (n. 3 telai in direzione longitudinale e n.7 telai in direzione trasversale). I solai, di luce massima 6.0 m, sono orditi in direzione lato corto e realizzati in latero cemento. L'altezza dei solai è pari a 25 cm a ciascun impalcato, di cui 5 cm di soletta. Al primo impalcato (piano terr) i solai in latero cemento sono presenti in corrispondenza della sola superficie calpestabile che sormonta il piano interrato, mentre i restanti campi sono costituiti da vespai di fondazione. Le fondazioni sono dirette, formate da plinti posti a quote e geometrie variabili.



E' importante sottolineare che allo stato attuale, il Corpo A è oggetto di interventi strutturali (v. Fig. 2) previsti nell'ambito del *progetto di miglioramento sismico Corpo A dell'edificio della "scuola Elementare" Ten. Rocco Davia in Salandra (MT)* depositato presso l'Ufficio Difesa del Suolo di Matera nell'anno 2015.



**Fig. 2. Prospetto frontale CORPO A – stato attuale**

I principali interventi strutturali previsti nel suddetto progetto consistono:

- (i) nella incamiciatura in c.a. di tutte le pilastrate dell'edificio;
- (ii) nell'impiego di controventi “dissipativi” da disporre all'interno di selezionati telai.

Allo stato attuale è stato realizzato il **solo** intervento di cerchiatura delle pilastrate, rispettando le specifiche del progetto originario depositato. Ulteriori interventi eseguiti hanno interessato parti non strutturali consistenti essenzialmente nella demolizione e ricostruzione parziale o totale di tramezzature e/o tamponature.

Secondo quanto dichiarato dal progettista delle strutture del progetto originario ing. Tommaso di Bari (v. relazione di calcolo “post operam” progetto originario) gli interventi così concepiti avrebbero consentito di conseguire un **miglioramento sismico** della struttura nei riguardi di terremoti di medio-bassa intensità, corrispondenti a quelli previsti allo Stato Limite di Danno (**SLD**)



dalle attuali NTC2008. Tuttavia il suddetto progetto appare privo di specifiche informazioni circa l'effettivo livello di sicurezza globale dell'edificio sia dello stato ante che post intervento.

Nei mesi passati l'attuale amministrazione comunale, tenuto conto della funzione rilevante assunta dall'immobile in conseguenza ad eventi sismici e della possibilità di accedere a nuovi canali di finanziamento, ha ritenuto opportuno promuovere uno studio finalizzato alla conoscenza dello stato di sicurezza attuale dell'immobile e alla individuazione di nuove possibili soluzioni in grado di garantire l'**adeguamento sismico** per i livelli di intensità sismica e stati limite previsti dalle attuali NTC2008.

Nel seguito verrà illustrata una soluzione alternativa a quella proposta nel progetto originari che, in armonia con gli interventi strutturali già realizzati, garantisce il conseguimento dell'adeguamento sismico del Corpo A nei riguardi degli SLV ai sensi delle attuali NTC2008, stimando altresì il livello di sicurezza globale pre e post intervento mediante opportuni indicatori di rischio.

Si sottolinea che la scelta e la verifica della nuova soluzione progettuale proposta si basa su nuove analisi numeriche condotte considerando sofisticati modelli in grado di descrivere il comportamento non lineare dei materiali in presenza di azioni sismiche. I risultati trovati nel presente studio, pertanto, sostituiscono integralmente quelli a firma dell'ing. Tommaso Di Bari potendo altresì essere adottati ai fini di un deposito dei calcoli strutturali della variante richiesta dall'attuale amministrazione comunale di Salandra.

## 2 CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

Il sito su cui insiste l'immobile, si sviluppa su una superficie non pianeggiante, raggiungibile sia a piedi che con mezzi di trasporto. **Il coefficiente topografico è T2**, così come riportato in recenti studi geofisici e geologici effettuati.

Gli stessi studi, inoltre, hanno evidenziato che i terreni ricadenti nell'area interessata dall'edificio polifunzionale, sono costituiti da sabbie giallastre con banchi fratturati in cattivo stato di consistenza, tali da permettere l'appartenenza del suolo ad un terreno di *tipo B (depositi di argilla)*.

Tuttavia, nell'area in studio **non sono stati riscontrati fenomeni di instabilità in atto**. La natura del sito nonché il contesto idro-geo-morfologico in cui esso si inserisce esclude, al momento, problemi legati al rischio geo-morfologico ed idrogeologico. Allo stato attuale l'area oggetto di intervento è caratterizzata da uno stato generico di equilibrio confermato dal “piano stralcio per la difesa del rischio idrogeologico” ovvero “**dall'Aggiornamento 2011**” redatto dall'Autorità di Bacino della Basilicata che pone, di fatto, **il sito in questione al di fuori delle aree ritenute a rischio idrogeologico** (v. carta del rischio idrogeologico).

### **3 METODOLOGIA DI INDAGINE SEGUITA**

La metodologia di indagine seguita per la conoscenza della struttura si è articolata nelle seguenti fasi:

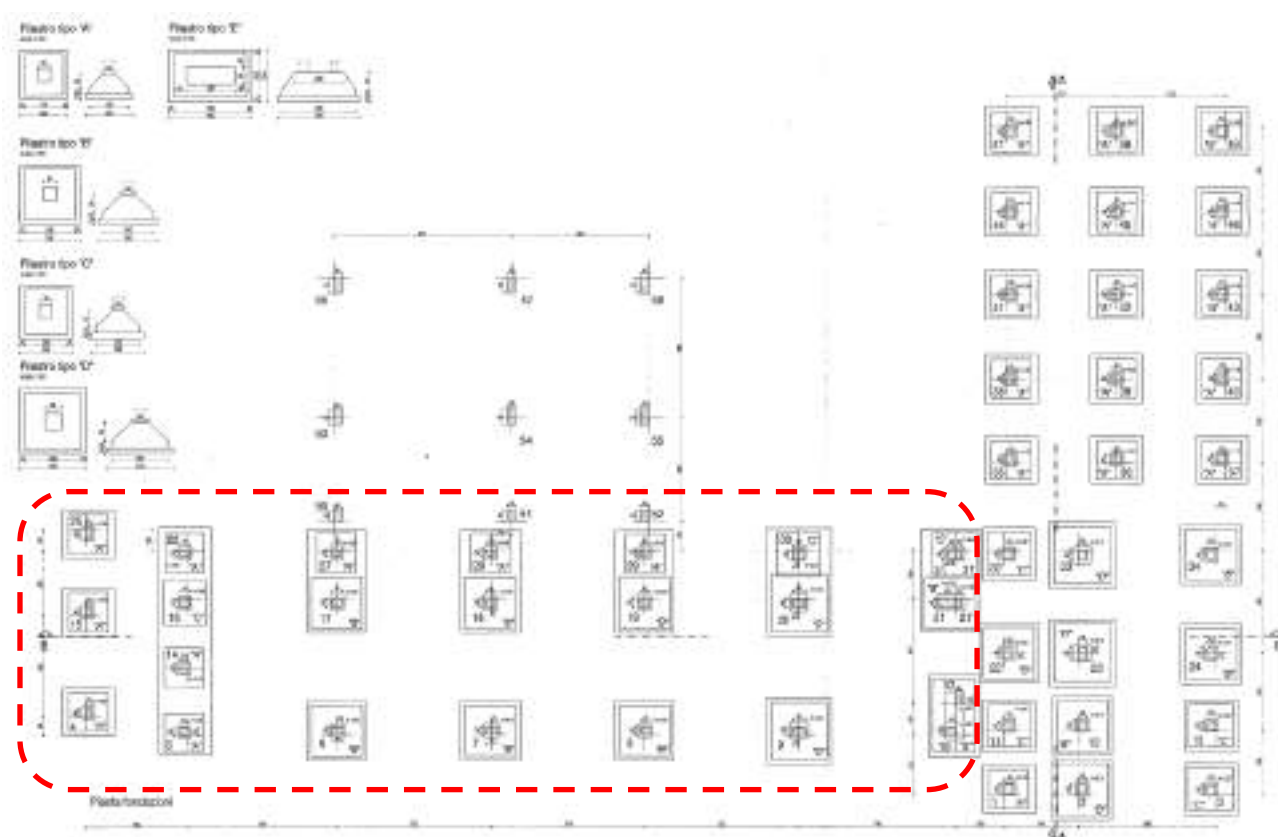
- reperimento della documentazione di progetto e di tutte le informazioni utili alla definizione diretta o indiretta delle caratteristiche della costruzione;
- rilievo geometrico ex-novo completo finalizzato alla determinazione delle dimensioni degli elementi strutturali principali (travi, pilastri e solai) e della configurazione generale della struttura;
- sopralluoghi ed indagini visive allo scopo di analizzare la presenza di eventuali danneggiamenti a parti strutturali e studiare lo stato di conservazione dell'edificio;
- rimozione di localizzata di copriferri di selezionati elementi strutturali al fine di identificare il tipo e la quantità di armatura presente;
- esecuzione di prove distruttive su carote di cls prelevate direttamente in sito;

La quantità e qualità dei dati acquisiti ha condizionato il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza (FC) applicati alle proprietà dei materiali adoperati ai fini delle verifiche di sicurezza.

### 3.1 Consultazione degli elaborati

Le informazioni sulla geometria, la posizione e le dimensioni dei principali elementi strutturali del complesso edilizio ed in particolare del “Corpo A” sono state desunte attraverso la consultazione degli elaborati grafici a corredo dello studio di vulnerabilità condotto nell’anno 2008 dall’ing. Losito e dall’ing. Bollettieri.

Vale la pena notare che nel suddetto studio i dettagli costruttivi delle fondazioni (v. Fig. 3) sono stati ricostruiti a partire dai documenti contabili risalenti all’epoca di costruzione dei fabbricati e reperiti presso gli archivi dell’ufficio tecnico del Comune di Salandra .



**Fig. 3. Stralci elaborati dello studio di Vulnerabilità sismica del complesso edilizio Ten. Rocco Davia del Comune di Salandra condotto nell’anno 2008 – fondazioni su travi rovesce**

I vari edifici sono stati progettati nei riguardi dei soli carichi gravitazionali utilizzando un approccio di verifica semplificato basato sul cosiddetto metodo alle tensioni ammissibili.

### **3.2 Rilievo geometrico di massima**

Nel presente lavoro è stato condotto un rilievo geometrico di massima, finalizzato alla determinazione, a campione, delle dimensioni degli elementi strutturali (travi e pilastri) della configurazione generale della struttura.

Ciò ha permesso di verificare, anche se a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche generali della struttura, già descritte nel paragrafo introduttivo della presente relazione, e la documentazione tecnica disponibile (v. studio di vulnerabilità condotto nell'anno 2008 dall'ing. Losito e dall'ing. Bollettieri).

### 3.3 Sopralluoghi ed indagini sui materiali

Nell'anno 2008 furono condotte **limitate** indagini sui materiali finalizzate alla determinazione delle principali caratteristiche meccaniche del cls e alla identificazione dell'acciaio.

Nelle prime settimane del mese di Settembre dell'anno 2017 sono stati effettuati nuovi studi, sopralluoghi ed indagini sperimentali volti a conseguire una maggiore conoscenza della struttura, dei materiali e dei dettagli costruttivi.

Nel presente lavoro i risultati delle suddette campagne di indagini sono stati opportunamente integrati raggiungendo un livello di verifiche in-situ **estese** secondo quanto riportato nella Tabella C88A.1.3° della circolare n.917 del 2009.

Nei successivi paragrafi verranno illustrati i risultati delle indagini condotte sia nel 2008 che nel 2017 definendo altresì le principali proprietà “medie” dei materiali utilizzate ai fini delle verifiche di sicurezza.

Infine vale la pena osservare che i recenti sopralluoghi hanno evidenziato l'assenza di danni alle strutture di natura statica o dovuti a passati eventi sismici constatando uno stato di conservazione buono delle strutture e dei solai.

### 3.3.1 Indagini sul calcestruzzo esistente

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sono state valutate mediante prova di compressione fino a rottura su campioni (carote) estratti in situ.

In Fig. 4 vengono individuati gli elementi su cui sono stati effettuati i prelievi di campioni e le successive prove di schiacciamento sia nel 2008 che nel 2017. Vale la pena notare che i **nuovi prelievi** sono stati realizzati solo in corrispondenza delle travi in quanto tutti i pilastri risultano allo stato attuale ringrossati con incamiciatura in c.a.

Le prove di schiacciamento hanno consentito di valutare la resistenza a compressione  $f_{car}$  delle carote in laboratorio. Tale valore risente tuttavia di numerosi fattori che la differenziano da quella in situ  $f_{cis}$ .

Per trasformare  $f_{car}$  nella corrispondente resistenza in-situ  $f_{cis}$  è stata adoperata la seguente relazione:

$$f_{cis} = (C_{h/D} \times C_{dia} \times C_a \times C_d) \times f_{car}$$

dove:

$C_{h/D}$  è il coefficiente correttivo per rapporti  $h/D$  diversi da 2 e pari a:  $C_{h/D} = 2/(1.5+D/h)$ ;

$C_{dia}$  è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per  $D$  pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;

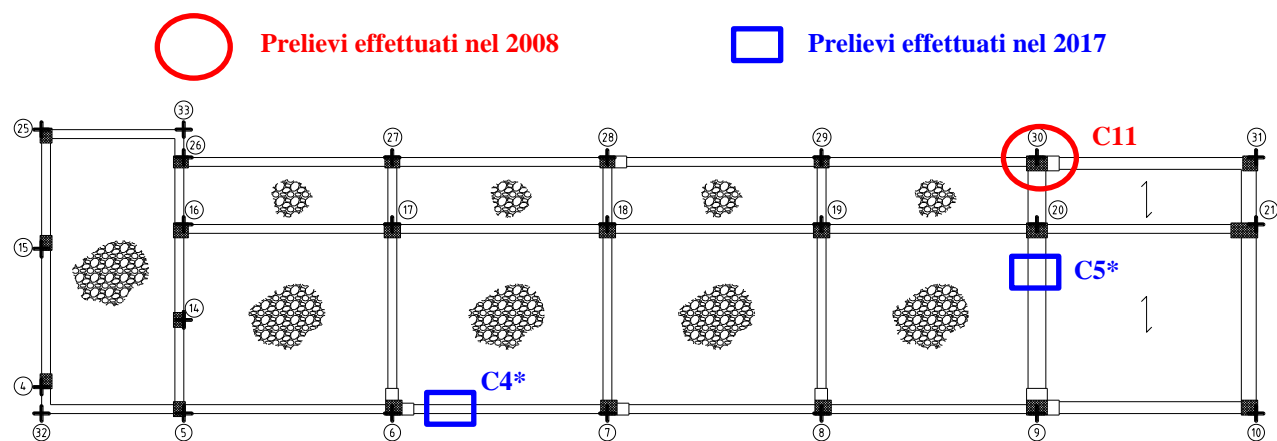
$C_a$  è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature valutato con la relazione  $C_a = -0.015 n_\phi^2 + 0.095 n_\phi + 1$  dove  $n_\phi$  è il numero di ferri presenti all'interno della carota;

$C_d$  è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione assunto pari a (UNI 10834, 1999) 1.20 per  $f_{car} \leq 20$  MPa e 1.10 per  $f_{car} > 20$  MPa;

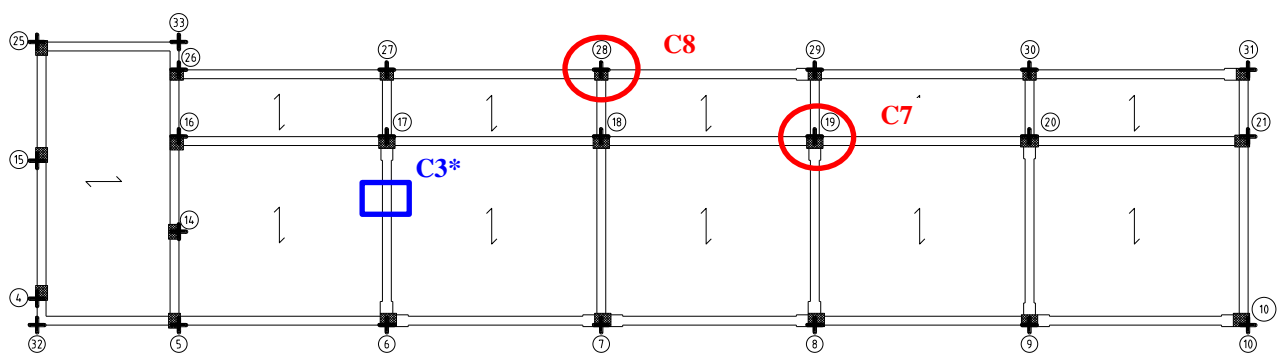
In Tabella 1 sono riportati i valori  $f_{cis}$  ottenuti elaborando i risultati delle prove distruttive condotte nel 2008 e nel 2017.

I certificati di prove sono riportati in allegato alla *relazione specialistica di indagini sui materiali e dettagli costruttivi*.

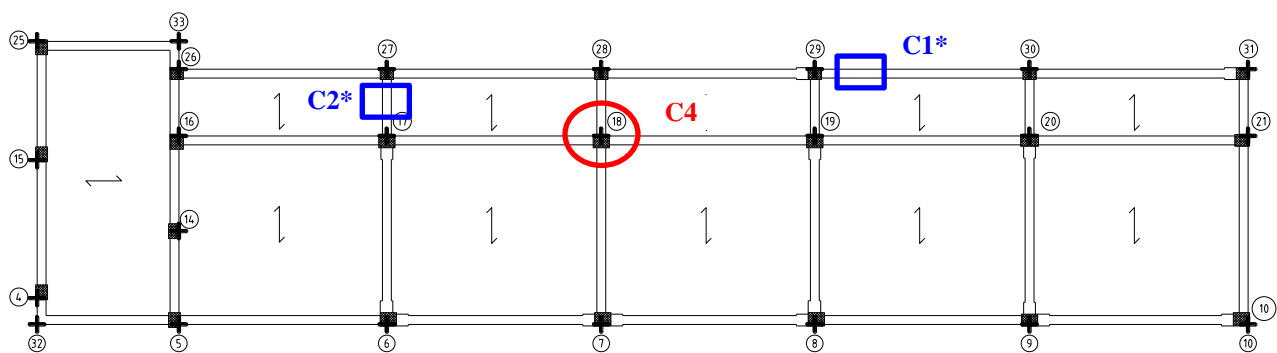




(a)



(b)



(c)

**Fig. 4. Individuazione dei prelievi di cls sottoposti a prove distruttive: (a) impalcato 1; (b) impalcato 2, (c) impalcato 3**

**Tabella 1. Sintesi risultati carotaggi effettuati sul Corpo A**

campione	prelievo	piano	D <sub>car</sub> (mm)	h <sub>car</sub> (mm)	n <sub>φ</sub>	f <sub>car</sub> (daN/cm <sup>2</sup> )	C <sub>h/D</sub>	C <sub>dia</sub>	C <sub>a</sub>	C <sub>d</sub>	f <sub>cis</sub> (daN/cm <sup>2</sup> )
C4	pilastro 18	secondo	75	77	0	170.10	0.8084	1.03	1.00	1.10	155.80
C7	pilastro 19	primo	75	79	0	104.80	0.8165	1.03	1.00	1.10	96.95
C8	pilastro 28	primo	75	77	0	80.00	0.8084	1.03	1.00	1.10	73.27
C11	pilastro 30	terra	75	79	0	95.00	0.8165	1.03	1.00	1.10	87.89
C1*	trave 29-30	terzo	70	117	0	184.50	0.9523	1.04	1.00	1.10	200.20
C2*	trave 17-27	terzo	70	106	0	192.7	0.92642	1.04	1.00	1.10	203.42
C3*	trave 6-17	secondo	70	122	0	170.20	0.96448	1.04	1.00	1.10	187.05
C4*	trave 9-20	primo	70	133	0	193.70	0.98666	1.04	1.00	1.10	217.75
C4*	trave 6-7	primo	70	118	0	174.7	0.95538	1.04	1.00	1.10	190.16

\* prelievi effettuati nel mese di settembre 2017

Il valore della resistenza cilindrica media **f<sub>cm</sub>**, ottenuta come media dei valori f<sub>cis</sub> sopra riportati, è pari a **f<sub>cm</sub>=16.00 Mpa** (minimo = 7.3 Mpa, massimo = 21.8 Mpa, deviazione standard = 36.22 ).

In via cautelativa nel presente lavoro è stata comunque assunta una resistenza di calcolo media inferiore pari a **f<sub>cm</sub>=15.00 Mpa**.

Pertanto, il valore medio della resistenza a compressione cubica del calcestruzzo risulta pari a **R<sub>cm</sub> = f<sub>cm</sub>/0.83 = 18.15 Mpa** mentre il modulo di deformazione E<sub>cm</sub>, valutato con la relazione riportata al par. 11.2.5 delle NTC2008, risulta pari a **E<sub>cm</sub> = 22000\*(f<sub>cm</sub>/10)<sup>0.3</sup> = 24879 MPa**.

### 3.3.2 Indagini sulle armature esistenti

Tra la prima e la seconda settimana del mese di Settembre dell'anno 2017 si è proceduto alla rimozione localizzata del copriferro su selezionate travi del Corpo A al fine di valutare l'effettiva qualità e la quantità di armatura presente (i.e. barre longitudinali e staffe). In totale sono stati condotti n. 17 saggi ripartiti fra l'impalcato IV (copertura), impalcato III (piano secondo) ed implacato I (piano terra). La posizione e la identificazione dei saggi (da S1 ad S17) per ciascuno dei suddetti impalcati è mostrata in Fig. 5, riportando altresì la numerazione delle pilastrate (numero cerchiato). I rilievi fotografici delle indagini sono mostrate in Tabella 2.

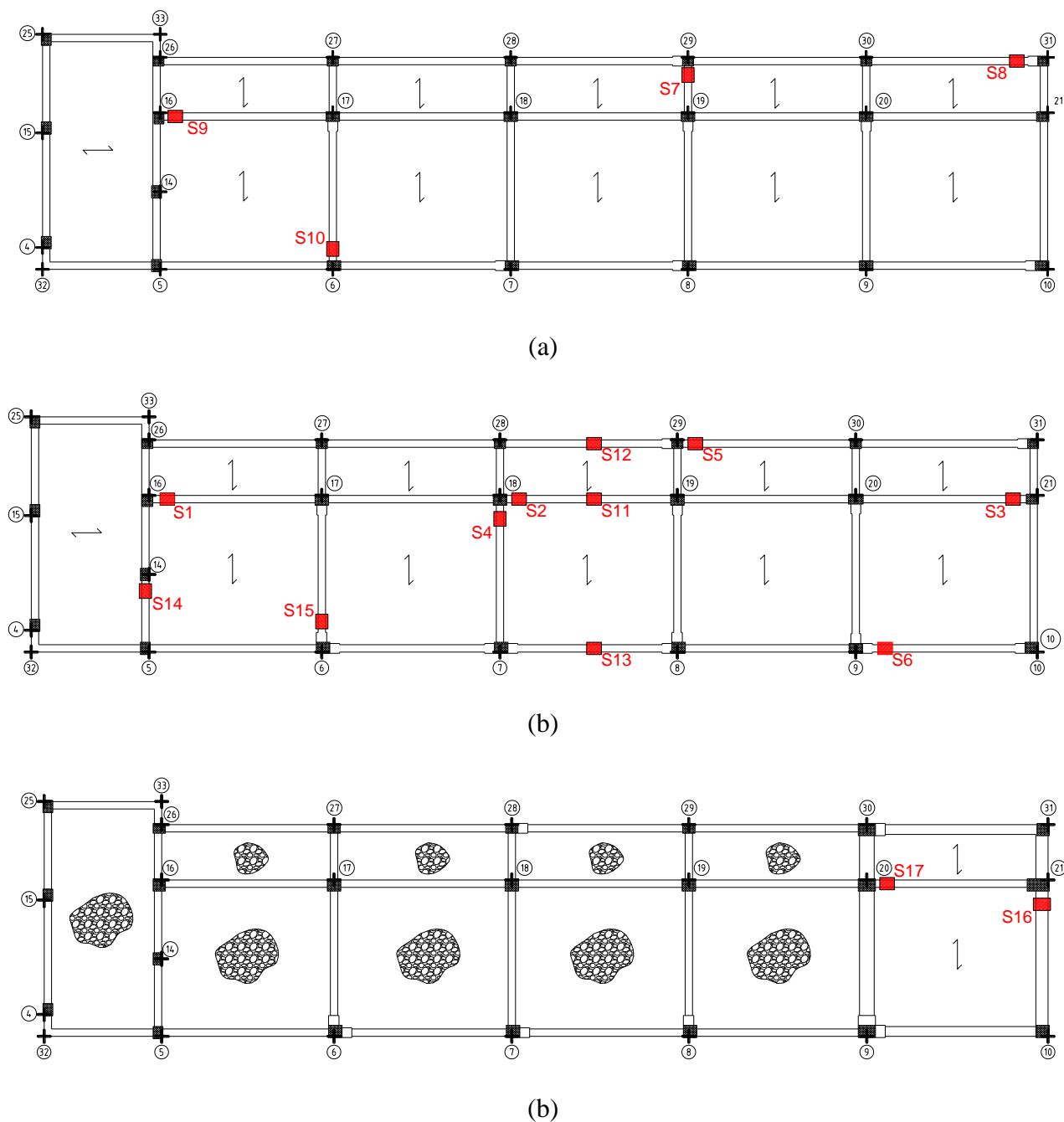








Fig. 5. Identificazione dei saggi con rimozione del copriferro in corrispondenza dell'impalcato (a) IV (copertura), (b) III (piano secondo) e (c) I (piano terra)

**Tabella 2. Rilievo fotografico dei saggi sulle travi del Corpo A con rimozione del copriferro**

	<p><b>Saggio S1 (Trave: 30×100)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S2 (Trave: 30×100)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 3 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S3 (Trave: 30×100)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 2 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S4 (Trave: 30×50)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S5 (Trave: 30×65)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 4 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S6 (Trave: 30×90)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 4 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>

	<p><b>Saggio S7 (Trave: 30×50)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S8 (Trave: 30×65)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S9 (Trave: 30×100)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 2 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S10 (Trave: 30×50)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S11 (Trave: 30×100)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 4 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S12 (Trave: 30×65)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 3 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>

	<p><b>Saggio S13 (Trave: 30×65)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 3 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/20</p>
	<p><b>Saggio S14 (Trave: 30×50)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 2 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S15 (Trave: 30×50)</b></p> <p>Posizione saggio: intradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale inferiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 2 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S16 (Trave: 50×60)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>10 (reggistaffe) + 1 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>
	<p><b>Saggio S17 (Trave: 60×50)</b></p> <p>Posizione saggio: estradosso trave</p> <p>Armatura longitudinale superiore: 2<math>\phi</math>8 (reggistaffe) + 3 <math>\phi</math>18</p> <p>Staffe trasversali: <math>\phi</math>8/25</p>



In Fig. 6 è riportato il rilievo a campione del passo staffe su alcune travi, risultando in generale pari a 20 cm.



(a)



(b)

**Fig. 6. Rilievo passo staffe in corrispondenza del saggio (a) S4 e (b) S7**



I saggi effettuati hanno evidenziato la presenza di armature del **tipo liscio**, tipicamente utilizzate tra gli anni 50'-60'. Vale la pena ricordare che i principali acciai utilizzati all'epoca di costruzione del complesso edilizio erano classificabili in tre principali categorie, denominate rispettivamente AQ42, AQ50 ed AQ60, con differenti valori della tensione di snervamento. In Fig. 7 sono riportati i risultati di uno studio statistico condotto da Verderame et al. (2001) presso il laboratorio di strutture dell'Università Federico II di Napoli e finalizzato alla valutazione delle caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate in Italia dal 1950 al 1980. I risultati dello studio si basano su una raccolta di oltre 10000 certificati di prove riferiti ad acciai lisci impiegati nel suddetto arco temporale.

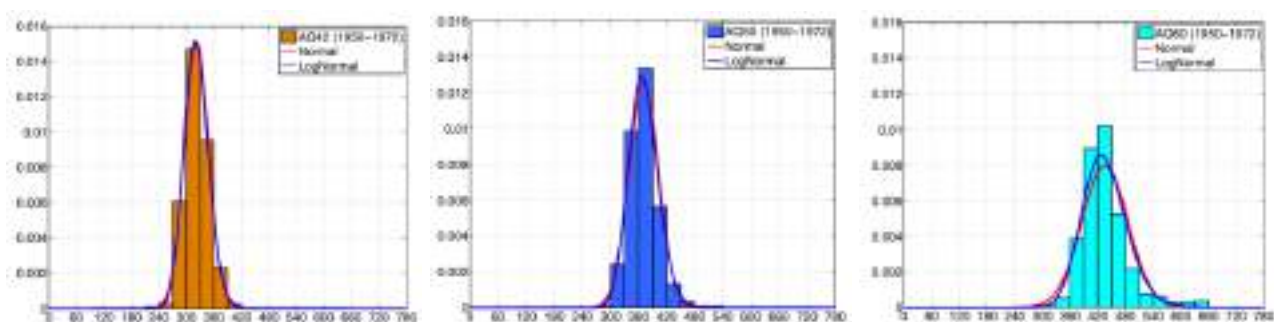


Fig. 7. Frequenza della tensione di snervamento dell'acciaio (a) AQ42, (b) AQ50 e (c) AQ60

I risultati dello studio mostrano che il **valore medio** della tensione di snervamento passa da circa 320 MPa per l'acciaio AQ42, a circa 370 MPa per l'acciaio AQ50 a circa 435 MPa per l'acciaio AQ60.

Occorre precisare che nell'ambito dello studio di vulnerabilità condotto nel 2008 è stata altresì condotta una prova di trazione fino a rottura su una barra di acciaio di diametro  $\phi 8$  (reggistaffe). L'estrazione della barra è stata effettuata in corrispondenza della travata di bordo a Sud del Corpo A al piano terra. I risultati della prova sono sintetizzati in Tabella 3.

Tabella 3. Risultati della prova a trazione condotta su barra di diametro 89 mm estratta da una travata del Corpo A

Data prove: 04.09.2008

Diametro nominale mm	Diametro effettivo mm	Sezione Effettiva mmq	Carico di snervamento daN	Tensione di snervamento N/mmq	Carico di rottura daN	Tensione a rottura N/mmq
8.0	8.0	50.2	3732	754.3	4903	975.3

Il valore della tensione di snervamento ottenuto sperimentalmente per l'edificio oggetto di studio risulta pari a 754 MPa (v. Tabella 3). Tenuto conto dei risultati mostrati in Fig. 7, è possibile concludere che l'acciaio utilizzato sia identificabile come **acciaio AQ60**.

Pertanto, nel presente lavoro il valore medio della tensione di snervamento  $f_{ym}$  considerato ai fini delle verifiche di sicurezza è stato assunto pari a 430 MPa, compatibile con il valore medio dell'acciaio AQ60 riportato nello studio di Verderame (2001).

E' infine importante precisare che la scelta di non estrarre ulteriori barre di acciaio (con successiva prova a rottura) è motivata (i) dalla scarsa dispersione delle caratteristiche meccaniche di materiali prodotti in stabilimento (come appunto l'acciaio) e (ii) dalla impossibilità di prelevare barre di lunghezza opportuna – minimo 60 cm per poter effettuare una prova di trazione (operazione che avrebbe pregiudicato la stabilità strutturale delle corrispondenti membrature).

#### 4 Interferenza fra edifici contigui

Una delle principali criticità riguardanti il complesso edilizio Ten. Rocco Davia è certamente rappresentata dalla **esigua dimensione dei giunti strutturali fra i vari corpi di fabbrica**.

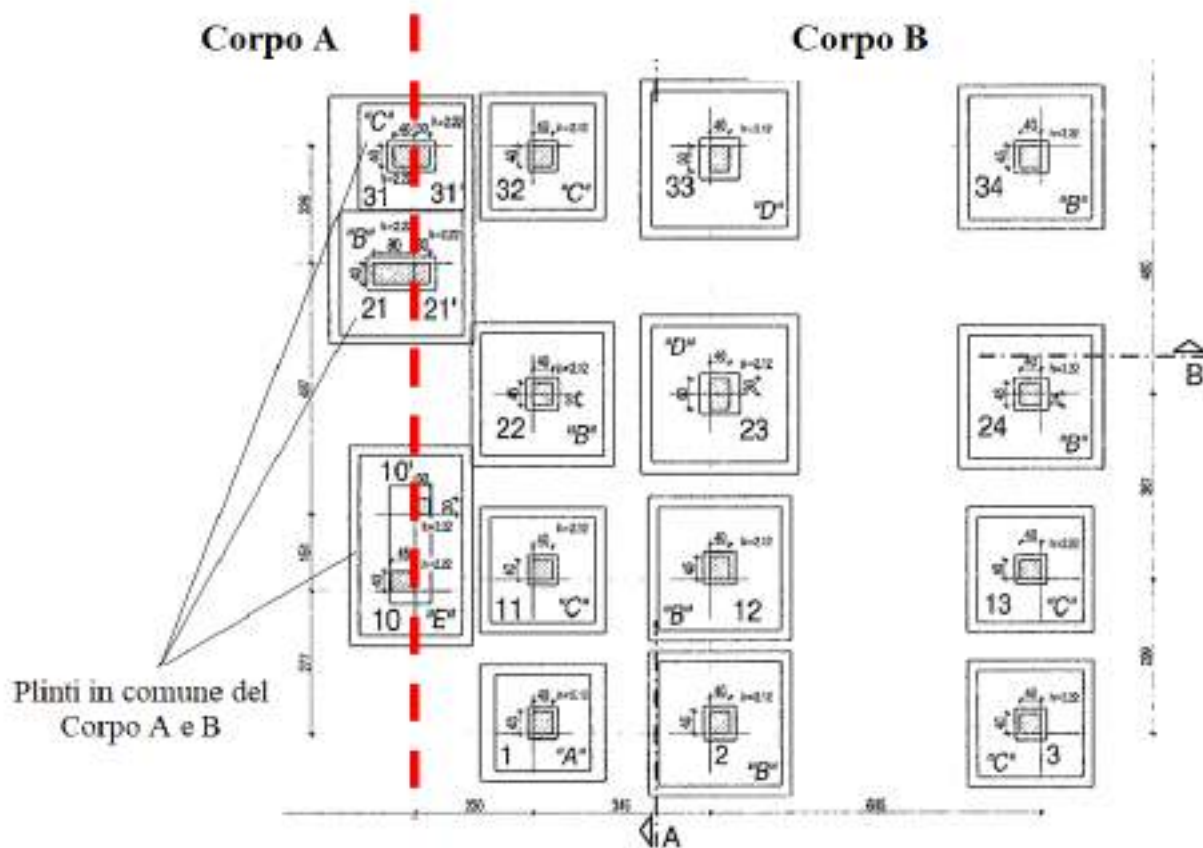
In linea con quanto riportato al par. 7.2.2 delle attuali NTC2008, al fine di escludere fenomeni di martellamento fra costruzioni contigue, è necessario che la distanza tra costruzioni contigue sia almeno pari alla somma dei massimi spostamenti orizzontali determinati per ciascun edificio allo SLV. In ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per  $a_g \cdot S / 0.5 \cdot g$ , dove  $a_g \cdot S$ , (corrispondente alla PGA del sito in questione allo SLV) è pari a 0.256 g (v. par. 11) mentre l'altezza massima misurata a partire dal piano terra risulta pari a 10.35 m. In prima battuta, la relazione sopra riportata può altresì essere utilizzata per stimare l'entità dei massimi spostamenti di ciascun edificio (v. par. 7.2.2 NTC2008). In definitiva **la minima distanza** da garantire fra le costruzioni contigue (Corpo A vs. Corpo C e Corpo A vs. Corpo B) deve risultare almeno pari a:

$$(0.256g/0.5g \cdot 1/100 \cdot 10.35) + (0.256g/0.5g \cdot 1/100 \cdot 10.35) = 0.1 \text{ m} = \mathbf{10 \text{ cm.}}$$

Allo stato attuale la dimensione del giunto strutturale esistente lungo l'intero sviluppo in verticale fra il Corpo A ed il Corpo B risulta **inferiore a 2 cm** (v. Fig. 8), e quindi insufficiente ad escludere fenomeni di martellamento in occasione di eventi sismici.

Gli elementi strutturali posti in adiacenza sono costituiti dai telai di bordo con plinti di fondazione in comune (v. Fig. 9).

Inoltre sul telaio di bordo del Corpo B poggia un campo di solaio di luce pari a 2.30 m adiacente il vano scala (v. Fig. 10) mentre sulla campata più lunga del telaio di bordo del Corpo A poggiano i pannelli di tamponatura interni alle aule scolastiche.



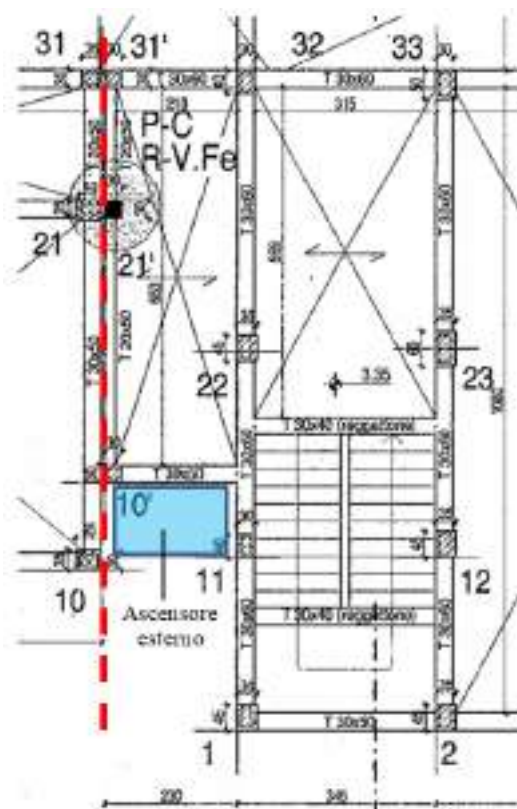
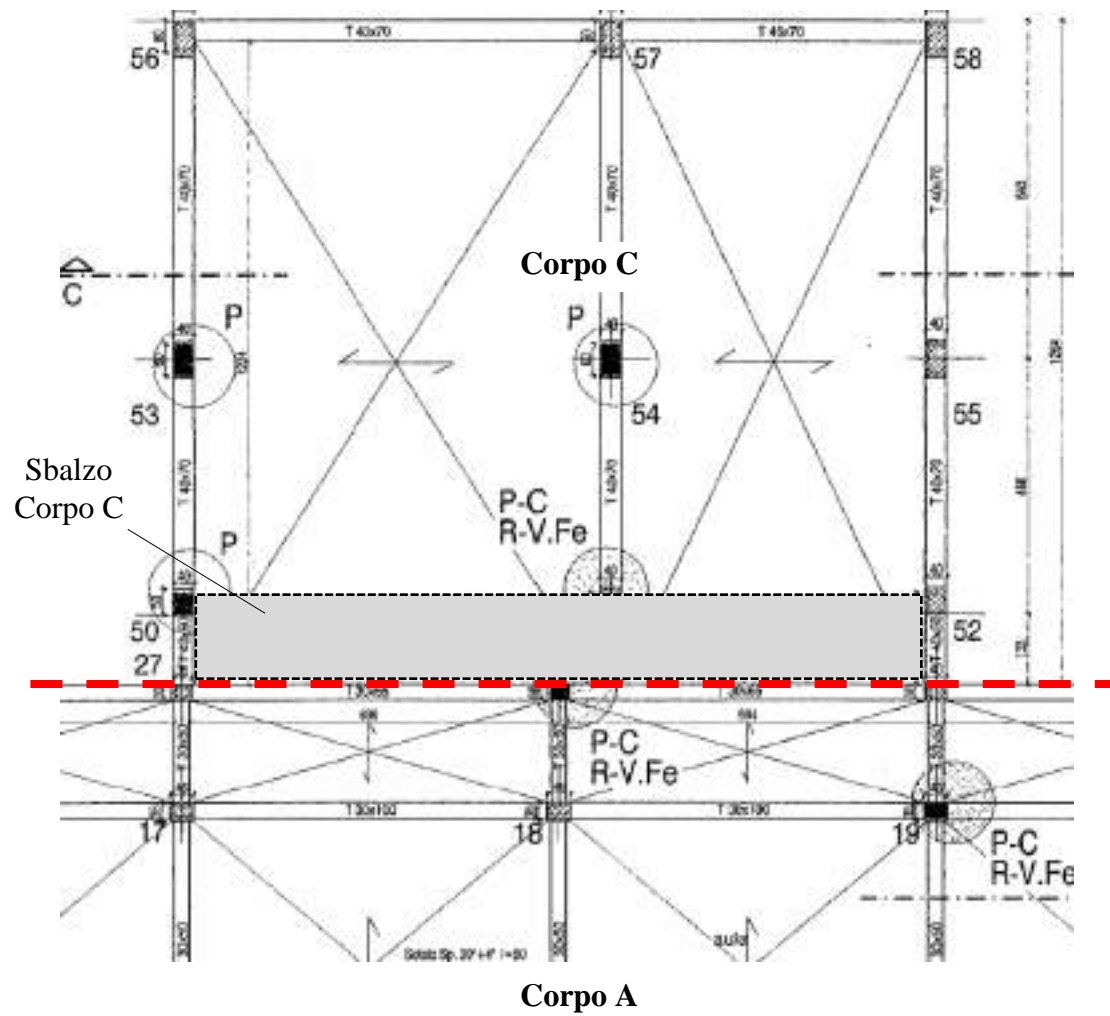


Fig. 10. Vista in pianta zona di adiacenza tra Corpo A e Corpo B

Il Corpo A ed il Corpo C, invece, sono strutturalmente posti in aderenza, con giunto nascosto alla base dei rompagni di separazione fra i due edifici (v. Fig. 8). Occorre segnalare che in questo caso le parti strutturali in aderenza sono costituite dal telaio di bordo appartenente al prospetto posteriore del Corpo A (su cui poggiano i solai del corridoio) e dallo sbalzo in latero cemento di luce pari a circa 1.35m uscente dal corpo C (v. Fig. 12) .



Fig. 11. Individuazione del giunto di separazione fra Corpo A e Corpo C in corrispondenza del corridoio centrale



**Fig. 12. Particolare zona di confine tra il Corpo A ed il Corpo C**

## 5 Vulnerabilità di elementi non strutturali

I rompagni perimetrali ed i pannelli divisorii interni fra le aule scolastiche realizzati all'epoca di costruzione del Corpo A sono costituiti da laterizi forati dello spessore di 30 cm. e disposti all'interno dei telai in c.a. sia di bordo che interni.

Nei mesi passati alcuni rompagni del corpo A (perimetrali ed interni) sono stati demoliti e ricostruiti in posizione arretrata rispetto a quelli originari al fine di garantire l'inserimento dei controventi previsti nel progetto originario di miglioramento sismico. In Fig. 13 è mostrata a titolo di esempio l'attuale disposizione dei rompagni e/o tramezzi interni al piano III.

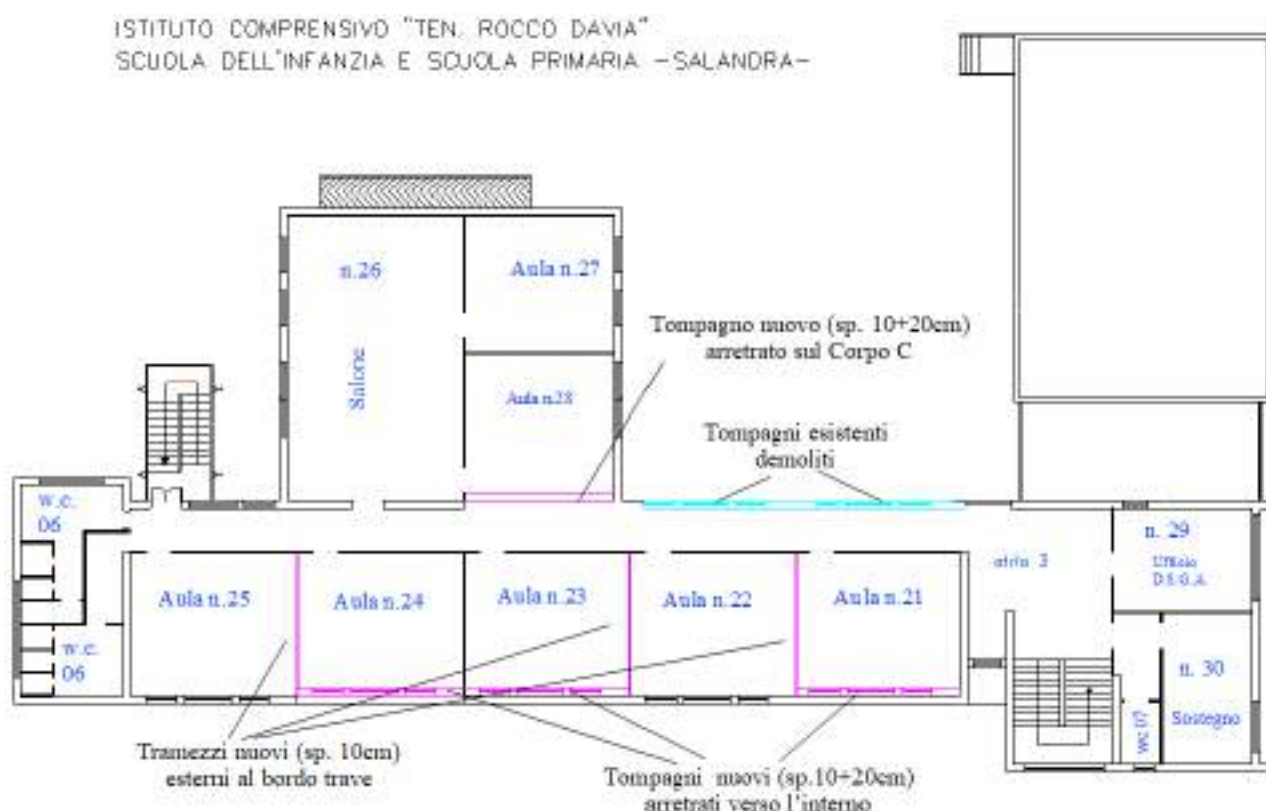


Fig. 13. Disposizione attuale piano III dei rompagni e delle tramezzature del Corpo A

In particolare alcuni rompagni del prospetto anteriore (lato Sud) realizzati ex-novo (sp. 10+20 cm) sono stati poggiati sul solaio interno alle aule scolastiche (v. Fig. 14).

In corrispondenza del prospetto posteriore (lato Nord), i rompagni di separazione fra il corpo A ed il Corpo C sono stati demoliti e ricostruiti ex-novo poggiandoli direttamente sullo sbalzo del Corpo C (v. Fig. 15 (a)), ovvero semplicemente demoliti (e non ancora ricostruiti) al piano III (v. Fig. 15 (a)) e demoliti e ricostruiti in posizione arretrata verso l'interno del corridoio al piano II (v. Fig. 15 (b)).



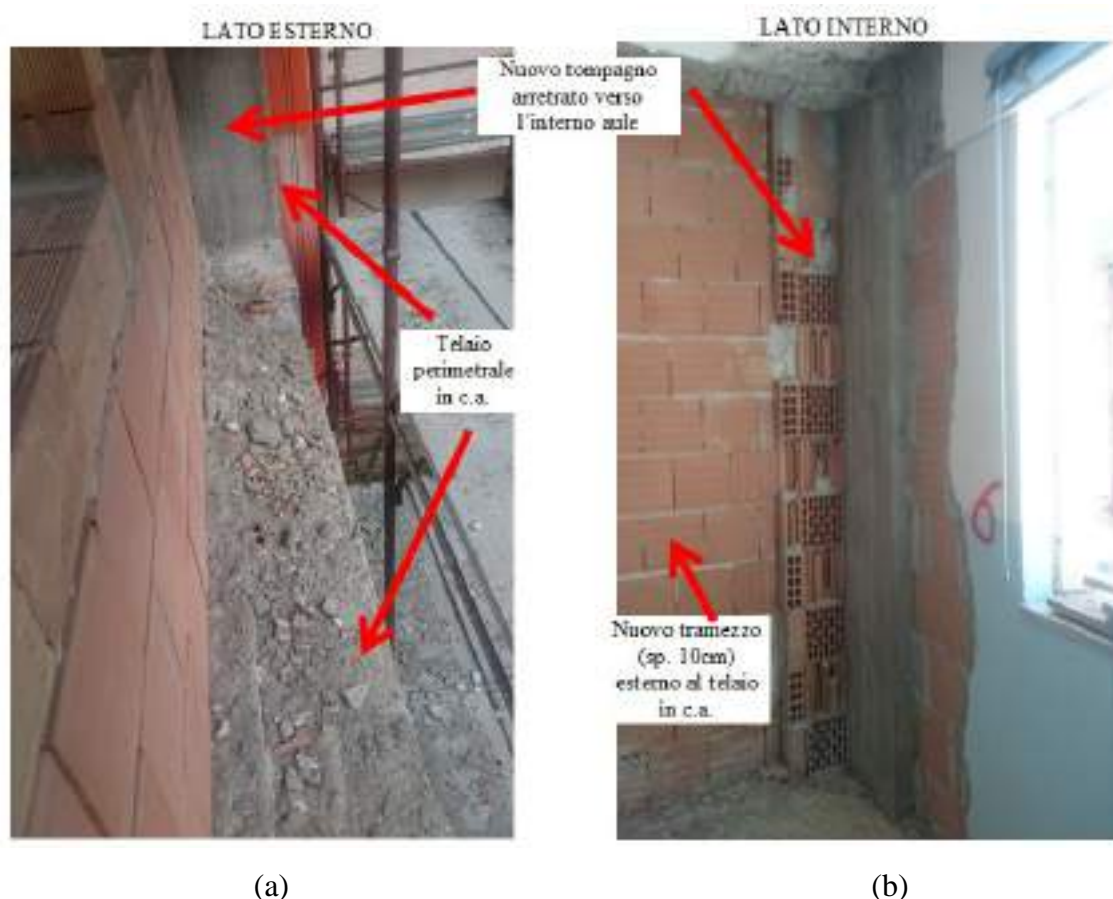


Fig. 14. Rilievo delle tamponature realizzate ex-novo sul prospetto principale (lato Sud) con vista (a) esterna e (b) interna

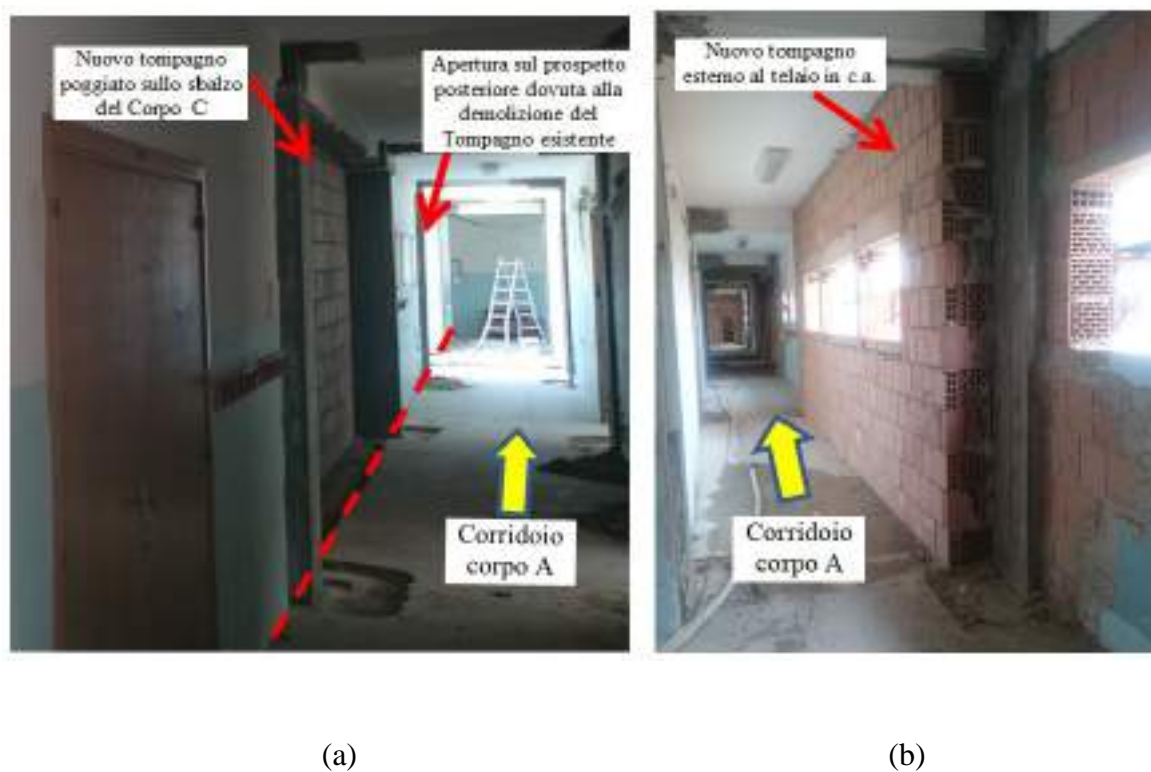


Fig. 15. Rilievo delle tamponature realizzate ex-novo sul prospetto posteriore (lato Nord) al piano (a) III e (b) II

In aggiunta, vale la pena evidenziare che anche alcuni tramezzi divisori fra le alule scolastiche sono stati demoliti e ricostruiti con una sola fodera da 10 cm esterna ai telai in c.a. (v. Fig. 16).



**Fig. 16. Rilievo delle tramezzature interne (sp. 10 cm) realizzate ex-novo all'esterno dei telai in c.a.**

Infine occorre segnalare la presenza di cordoli in c.a. realizzate all'interno dei tompagni di separazione fra il Corpo A e il Corpo C e poste a quota di circa 1.80-2.00 m dal pavimento (v. Fig. 17).



**Fig. 17. Rilievo di cordoli in c.a. interni ai telai di bordo fra il Corpo A ed il Corpo C**

**Allo stato attuale i pannelli di tamponatura/tramezzatura realizzati ex-novo all'esterno dei telai in c.a. sono privi di adeguati presidi di sicurezza in grado di escludere possibili meccanismi di ribaltamento fuori dal piano in occasione di eventi sismici.**

Inoltre, i cordoli in c.a. ammezzati all'interno delle tamponature di bordo (privi di collegamento con strutture portanti in c.a.) possono esibire meccanismi di ribaltamento in presenza di terremoti, a causa della loro significativa massa, causando ostacoli ed interferenze lungo le vie di fuga dei corridoi tra il Corpo A ed il Corpo C ai vari livelli.

## **6 LIVELLO DI CONOSCENZA**

In accordo con quanto riportato al cap 8 della circolare esplicativa n. 617, si ritiene, per la struttura in questione, di aver conseguito un livello di conoscenza **LC2**, ovvero conoscenza estesa, cui corrisponde un fattore di confidenza nei confronti delle resistenze dei materiali pari a **FC=1.20**.

## 7 METODO DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

L'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti sulla struttura in esame, è stata condotta considerando i seguenti metodi:

- a) **analisi elastica lineare** (v. par. 4.1.1. delle NTC2008) condotta con il “metodo degli spostamenti” per la valutazione dello stato tenso-deformativo nei confronti delle azioni indotte da carichi statici (azioni da peso proprio, sovraccarichi permanenti, carico neve, ecc) considerando le combinazioni di carico previste allo SLU dalle NTC2008;
- b) **analisi statica non lineare** (pushover) (v. par. 7.3.4.1 delle NTC2008) per le verifiche di capacità della struttura in presenza di azioni sismiche, considerando le combinazioni di carico previste allo SLV dalle NTC2008;

L'impiego di due diversi metodi di analisi ha comportato lo sviluppo di due diversi modelli numerici del Corpo A, di cui uno lineare e l'altro non lineare, entrambi modellati ed implementati all'interno del codice di Calcolo Sismicad ver. 12.10.

Nel seguito verranno illustrate le principali ipotesi alla base dei suddetti metodi di analisi utilizzati per la risoluzione del problema strutturale.

## 7.1 Modello numerico lineare e metodo di verifica adottato allo SLU

Il modello di calcolo adottato ai fini delle verifiche statiche in presenza di soli carichi gravitazionali (SLU) è di tipo spaziale (3D), basato sull'impiego di **elementi finiti (FEM)** a comportamento elastico lineare.

Il **metodo FEM** si basa sulla schematizzazione degli elementi principali della struttura (travi, pilastri, pareti) in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F}$$

dove **K** è la matrice di rigidezza, **u** è il vettore spostamenti nodali ed **F** è il vettore delle forze nodali.

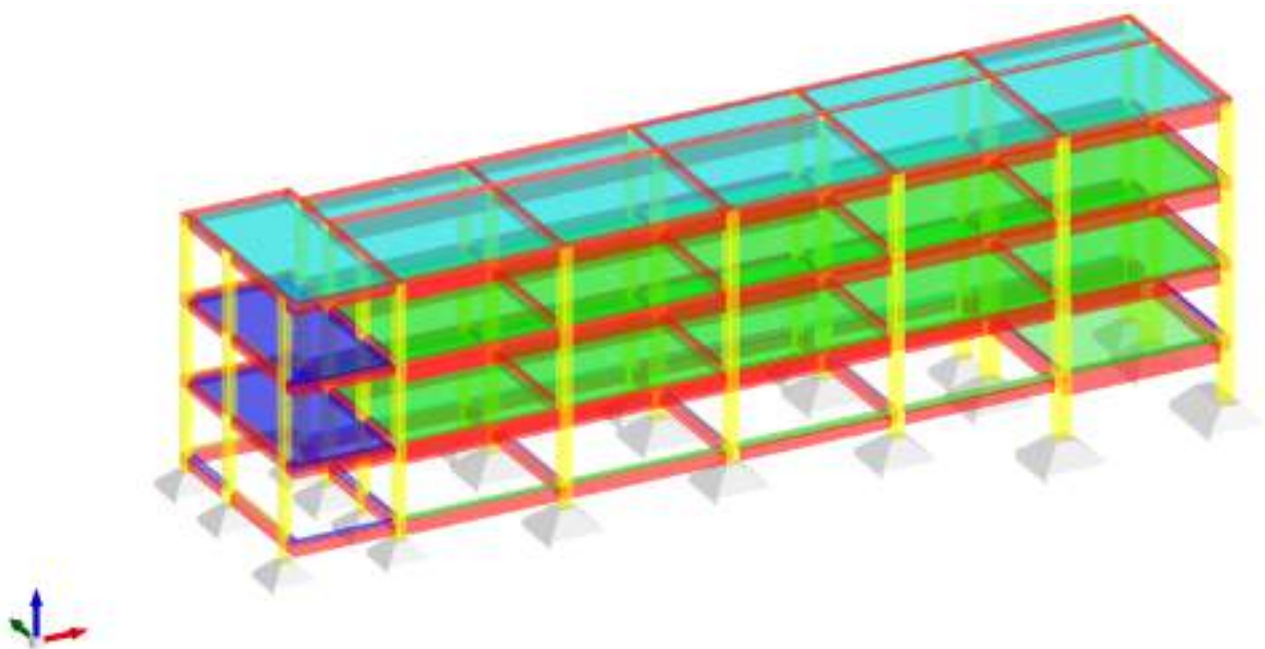
A partire dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso. Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ, assumendo l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

**Fig. 18** mostra la vista solida e ad elementi finiti del modello numerico adottato per il Corpo A ai fini delle verifiche di sicurezza allo SLU.

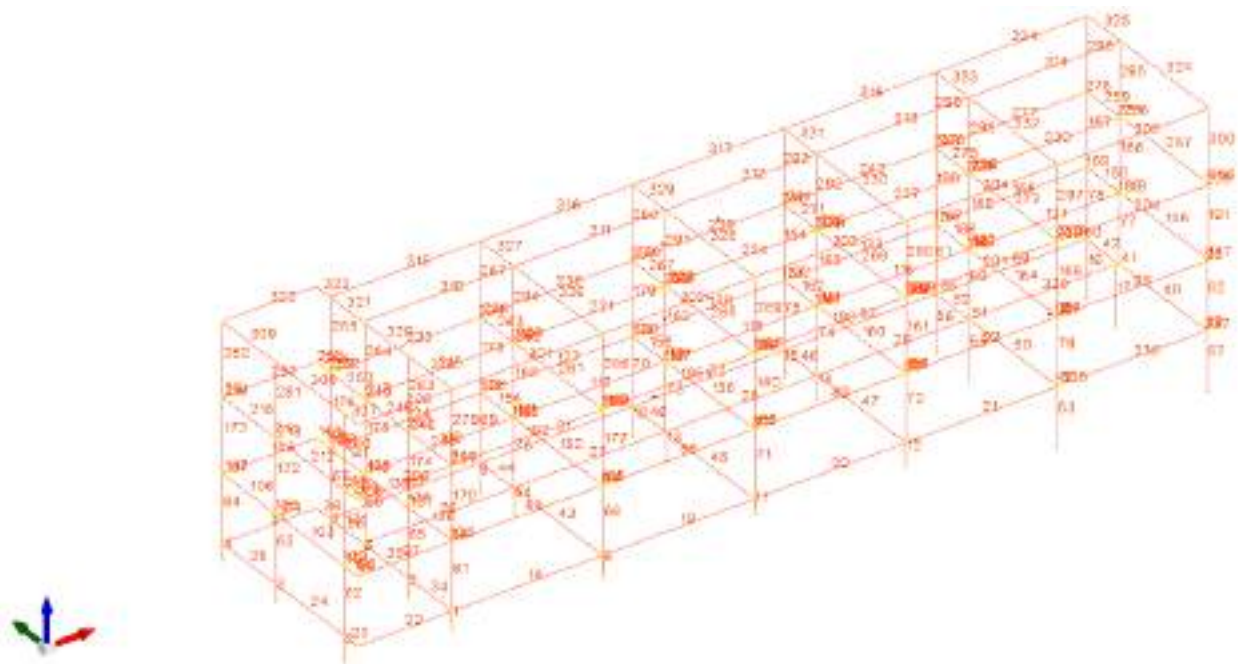
Le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali sono state condotte seguendo la teoria degli **Stati Limite**.

Trattandosi di struttura esistente, le verifiche sono state condotte nei riguardi dei soli Stati Limite Ultimi (SLU), in linea con quanto riportato al par. 8.3 delle NTC2008:

*“La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti **con riferimento ai soli SLU**....”*



(a)



(b)

**Fig. 18. Modello numerico Corpo A con vista (a) solida e (b) ad elementi finiti (FEM)**

Le verifiche agli **SLU** sono state condotte adottando **l'approccio 2** previsto dalle attuali NTC2008. impiegando *un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R)...*

I coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_F$  utilizzati per le azioni sono riportati nella colonna A1 della tabella 2.6.I delle NTC2008. I coefficienti parziali  $\gamma_M$  per i parametri geotecnici e i coefficienti  $\gamma_R$

che operano direttamente sulla resistenza globale di opere e sistemi geotecnici sono definiti in accordo al Capitolo 6 delle NTC2008.

Le verifiche allo **SLU** si ritengono soddisfatte nel momento in cui risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$R_d \geq E_d, \text{ (} R_d: \text{ resistenza di progetto; } E_d \text{ sollecitazione di calcolo)}$$

La resistenza  $R_d$  delle parti strutturali nei confronti delle sollecitazioni indotte dai carichi agenti è stata valutata coerentemente con quanto riportato al **cap. 4 delle NTC2008**.

Le resistenze di calcolo  $R_d$  sono state valutate adottando opportuni modelli di calcolo. In particolare la resistenza delle sezioni in c.a. sottoposte **presso e/o tenso flessione** è stata valutata adottando un modello ‘parabola-rettangolo’ per il cls con  $\varepsilon_{c \max} = 0.0035$  (par. 4.1.2.1.2.2 NTC2008) ed un modello ‘elasto-perfettamente plastico’ per l’acciaio con  $\varepsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$  (par. 4.1.2.1.2.3 NTC2008).



**Fig. 19. Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del (a) calcestruzzo e (b) dell'acciaio.**

La resistenza **a taglio** è stata valutata considerando la relazione valida per *Elementi con armature trasversali resistenti al taglio* (par. 4.1.2.1.3.2 NTC2008), **escludendo** il contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio...(v. C8.7.2.5 circolare 617).



## 7.2 Modello numerico non lineare e metodo di verifica adottato allo SLV

Il modello di calcolo adottato ai fini delle verifiche di sicurezza in presenza di azioni sismiche compatibili con le combinazioni di carico previste allo SLV dalle NTC2008 è di tipo spaziale (3D), basato sull'impiego di **elementi finiti (FEM) ad inelasticità diffusa**.

Il metodo dell'analisi statica non lineare è particolarmente indicato per lo studio del comportamento globale e locale di edifici esistenti in c.a.

La sua applicazione richiede di conseguire un livello di conoscenza almeno pari ad LC2 ed eccitare almeno il 75% della massa in ciascuno dei modi fondamentali nelle due direzioni principali. Nel caso in esame entrambe le suddette condizioni risultano soddisfatte (v. Cap. 6 e par. 13.2).

Durante l'analisi pushover, l'edificio è assoggettato all'azione contemporanea di carichi verticali (derivanti da una opportuna combinazione dei carichi permanenti e variabili) e da un sistema di forze statiche equivalenti (forze di inerzia) agenti in direzione orizzontale, che vengono gradualmente incrementate fino a portare la struttura al collasso.

Nel presente lavoro sono state considerate due diverse distribuzioni delle forze di inerzia: una distribuzione proporzionale alla forma del modo di vibrare dominante nella direzione in esame (Gruppo 1) e una distribuzione uniforme alle accelerazioni di piano (Gruppo 2), entrambe distribuite lungo l'altezza dell'edificio.

Nel corso del processo si tiene conto del comportamento nonlineare dei materiali considerando le condizioni di raggiungimento degli stati limite di interesse. In particolare, il comportamento anelastico dei materiali è diffuso su tutto l'elemento strutturale, sia longitudinalmente che trasversalmente, attraverso **elementi a fibre**. Fig. 20 mostra a titolo esemplificativo la modellazione inelastica delle aste in c.a. mediante la discretizzazione a fibre di ciascuna sezione.

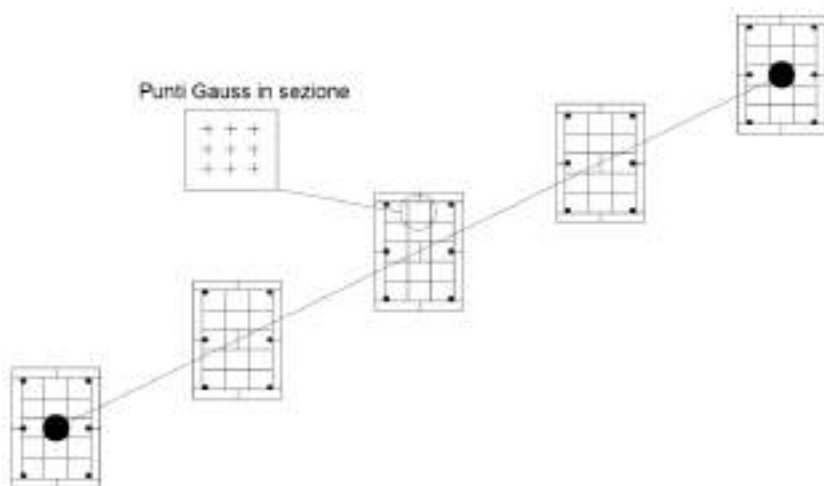
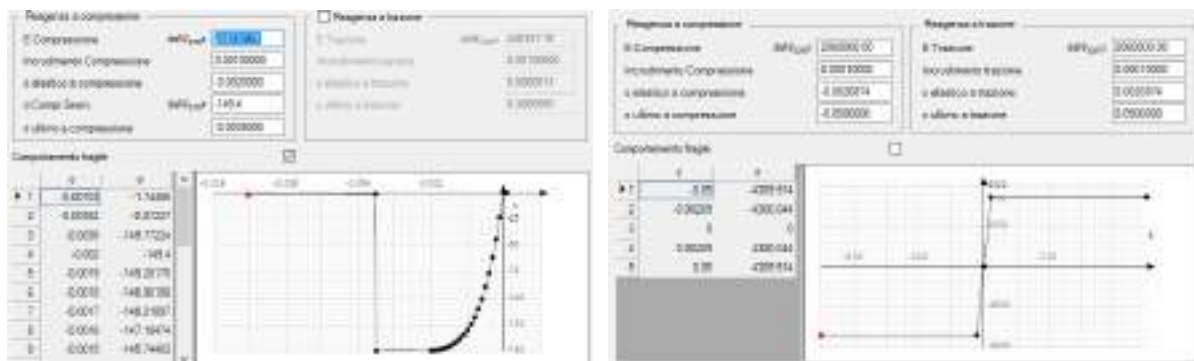


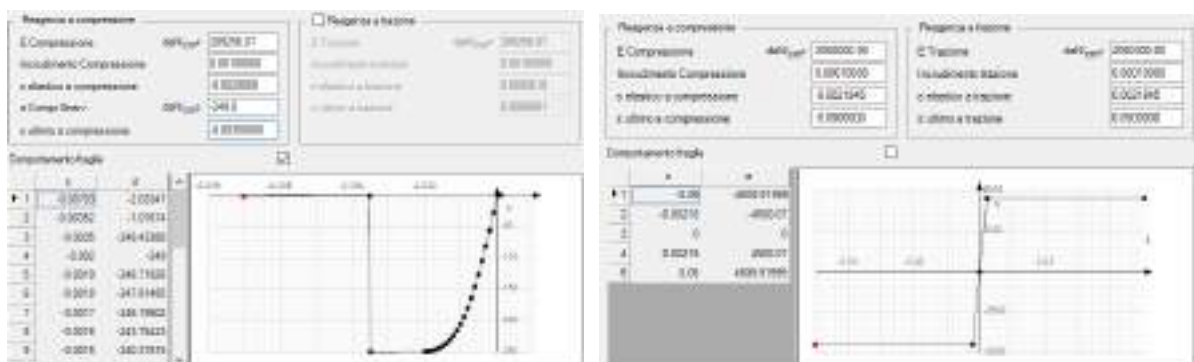
Fig. 20. Modello a fibre delle sezioni implementato in ambiente Sismicad

In particolare, nel presente lavoro, ogni sezione è stata discretizzata in un numero di fibre appropriato, variabile da un minimo di 38 ad un massimo di 54, dipendente dall'elemento strutturale (trave o pilastro) considerato.

I legami costitutivi considerati durante le analisi pushover per le fibre del cls e dell'acciaio sono mostrati in Fig. 21, rispettivamente riferiti agli elementi (a) travi e (b) pilastri.



(a)



(b)

Fig. 21. Legami costitutivi del cls e dell'acciaio utilizzati per gli elementi (a) travi e (b) pilastri

Lo stato di sforzo-deformazione di una sezione del generico elemento, quindi, è ottenuto mediante l'integrazione della risposta sforzo-deformazione uniassiale non-lineare di ciascuna fibra in cui la sezione è stata suddivisa.

Il risultato dell'analisi numerica fornisce la cosiddetta "**curva di capacità**", riportando in ascissa lo spostamento di un punto di controllo corrispondente al baricentro delle masse dell'ultimo piano e in ordinata la forza totale orizzontale applicata alla struttura. Le curve di capacità sono quindi in numero di due per ciascuna combinazione di carico: una ottenuta con una delle distribuzioni del Gruppo 1 ed l'altra con la distribuzione uniforme di forze del Gruppo 2.

La curva di capacità viene creata in ambiente Sismicad utilizzando algoritmi capaci di gestire autonomamente le leggi costitutive non-lineari dei materiali, considerando per il calcestruzzo e l'acciaio il valor medio della resistenza rilevata dalle indagini (v. par. 3.3.1, **Errore. L'origine iferimento non è stata trovata.**).

Sfruttando infine l'equivalenza con un oscillatore elasto-platico elementare, è possibile infine agganciare gli spettri elastici e di eseguire le verifiche per gli stati limite di interesse.

Vale la pena osservare che nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azioni sismiche le verifiche di sicurezza devono essere condotte nei riguardi di meccanismi/elementi che possono essere “**duttili**” o “**fragili**”.

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione. La verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al punto 8.5.3 delle NTC 2008, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

Per la verifica dei meccanismi duttili, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione (“rotazione rispetto alla corda”)  $\theta$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio  $L_V=M/V$ , in accordo a quanto prescritto dal D.M. 14-01-2008 §C8.7.2.5. In analisi statica non lineare la verifica viene eseguita in ambiente pushover valutando la rotazione alla corda secondo i valori limite della rotazione alla corda per i diversi stati limite.

$$\text{Rotazione alla corda per SLD: } \theta_r = \phi_r \frac{L_r}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_r} \right) + 0.13 \phi_r \frac{d_s f_r}{\sqrt{f_c}} \quad (8.7.2.1a)$$

$$\text{Rotazione alla corda per SLV: } \theta_{SLV} = \frac{3}{4} \theta_r$$

$$\text{Rotazione alla corda per SLC: } \theta_s = \frac{1}{\gamma_d} \left( \theta_r + (\phi_s - \phi_r) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_r} \right) \right) \quad (C8A.8.5)$$

$$\text{Curvatura a snervamento: } \phi_r = \frac{2.1 \cdot \varepsilon_s}{h_c} \quad (\text{per sezioni rettangolari})$$

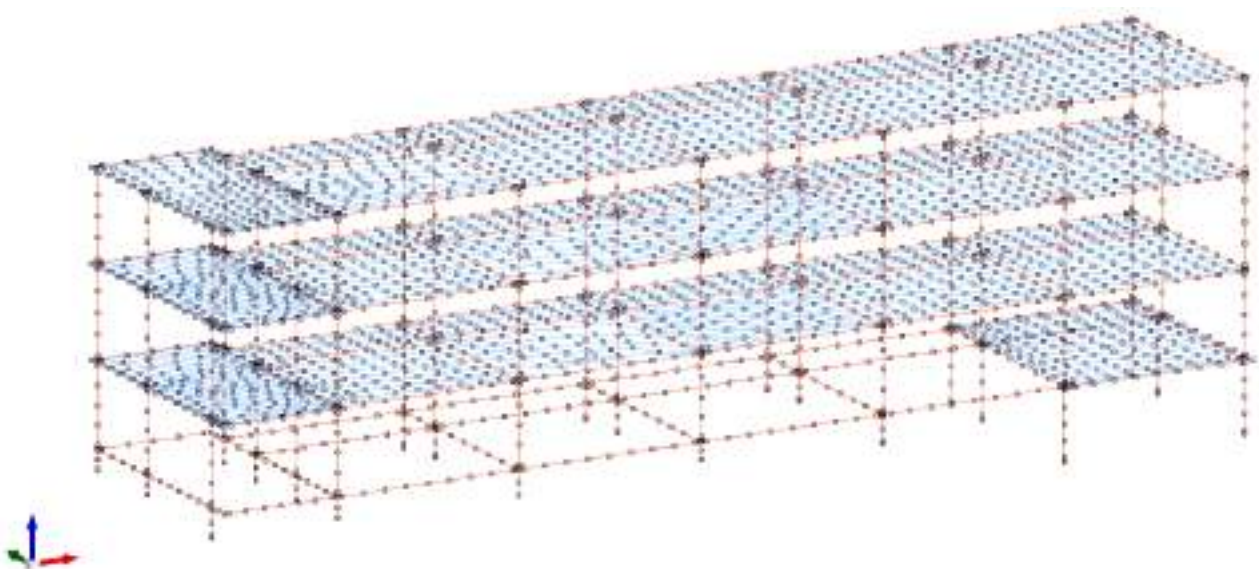
$$\text{Curvatura ultima: } \phi_s = \frac{\varepsilon_{s,u} + \varepsilon_{s,e}}{d} = \frac{0.04 + 0.0035}{d}$$

$$\text{Lunghezza cerniera plastica: } L_{pl} = 0.1 L_r + 0.17 h + 0.24 \frac{d_s f_r}{\sqrt{f_c}} \quad (C8A.6.6)$$

dove:  $\phi_y$  e  $\phi_u$  sono le curvatura a snervamento ed ultima della sezione terminale;  $h$  l'altezza della sezione;  $d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali;  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;  $\epsilon_y$  ed  $\epsilon_{u,s}$  sono la deformazione di snervamento ed ultima dell'acciaio;  $\epsilon_{u,c}$  è la deformazione ultima del calcestruzzo.

Per la verifica dei meccanismi fragili, la resistenza a taglio si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche (cap. 4 NTC2008), considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Fig. 22 mostra il modello 3D della struttura considerato ai fini delle verifiche in presenza di azioni sismiche. Ciascun elemento è stato suddiviso in “conci di asta” caratterizzati da una lunghezza massima agli appoggi (estremità delle aste) pari a 25 cm ed in campata pari a 100 cm. I solai sono stati modellati mediante piastre deformabili nel loro piano, caratterizzate da uno spessore di 5 cm corrispondente allo spessore della caldana del solaio.



**Fig. 22. Modello 3D ad plasticità diffusa adottato ai fini delle verifiche in condizioni sismiche**

## 8 INDICATORE DI RISCHIO SISMICO

Nel presente lavoro la “capacità” della struttura viene espressa in termini di accelerazione di picco al suolo ( $PGA_{c,SLV}$ ) associata al raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (**SLV**), valutato a valle delle analisi pushover.

Parimenti la “domanda” sismica è rappresentata dal valore della accelerazione di picco ( $PGA_{d,SLV}$ ) è fornito dalle NTC2008 allo Stato limite di riferimento (**SLV**), in funzione della sismicità del sito, della classe d’uso dell’edificio, del tipo di sottosuolo e della topografia del sito.

In definitiva l’indicatore di rischio globale allo SLV è esprimibile mediante il seguente rapporto:

$$IR_{PGA,SLV} = PGA_{c,SLV} / PGA_{d,SLV}$$

**Tale indicatore fornisce il grado di vulnerabilità sismica dell’opera allo SLV, risultando maggiore o uguale ad 1 per opere adeguate alle norme sismiche vigenti.**

## 9 RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI

Le resistenze di calcolo dei materiali (acciaio e cls) sono state differenziate per travi e pilastri, in virtù del fatto che i pilastri risultano attualmente rinforzati con una incamiciatura in c.a. utilizzando materiali nuovi.

### Resistenze medie materiali esistenti (valide per travi)

Resistenza media cls esistente (travi):  $f_{cm} = 15.07 \text{ MPa}$

Resistenza media acciaio esistente (travi):  $f_{cm} = 430 \text{ MPa}$

### Resistenze caratteristiche materiali nuovi (valide per pilastri rinforzati)

Resistenza caratteristica cls nuovo (pilastri rinforzati)\*:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Resistenza caratteristica acciaio nuovo:  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$

\*La malta utilizzata per il rinforzo delle pilastrate è caratterizzata da una elevata resistenza a compressione dell'ordine di 70-80 MPa. Il valore sopra riportato è stato ottenuto come media pesata tra la quantità di materiale nuovo ed esistente presente in una sezione di pilastro.

### Resistenza di calcolo per meccanismi duttili (flessione; pressoflessione; rotazione alla corda)

cls (travi):  $f_{cd} = f_{cm} / FC = 15.07/1.20 = 12.55 \text{ MPa}$

acciaio (travi):  $f_{yd} = f_{ym} / FC = 430/1.20 = 358 \text{ MPa}$

cls (pilastri)\*\*:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_m) = 0.85 \cdot 25 / (1.0 \cdot 1.5) = 8.79 \text{ MPa}$

acciaio (pilastri)\*\*:  $f_{yd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_m) = 450 / (1.0 \cdot 1.15) = 391 \text{ MPa}$

\*\* per materiali nuovi il fattore di confidenza FC viene posto pari ad 1

### Resistenza di calcolo per meccanismi fragili (taglio)

cls (travi):  $f_{cd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_m) = 15.07 / (1.2 \cdot 1.5) = 8.37 \text{ MPa}$

cls (travi):  $f_{yd} = f_{cm} / (FC \cdot \gamma_m) = 10.55 / (1.2 \cdot 1.5) = 239 \text{ MPa}$

cls (pilastri)\*\*:  $f_{cd} = 0.85 \cdot f_{ck} / (FC \cdot \gamma_m) = 0.85 \cdot 25 / (1.0 \cdot 1.5) = 8.79 \text{ MPa}$

acciaio (pilastri)\*\*:  $f_{yd} = f_{ym} / (FC \cdot \gamma_m) = 450 / (1.0 \cdot 1.15) = 391 \text{ MPa}$

\*\* per materiali nuovi il fattore di confidenza FC viene posto pari ad 1

Si precisa che durante le analisi pushover è stato utilizzato un valore unitario del fattore di confidenza ( $FC=1.0$ ), così come previsto dalle NTC2008.

## 10 ANALISI DEI CARICHI

Le principali azioni che interessano la costruzione oggetto di verifica sono riassumibili in:

- i. azioni permanenti di tipo strutturale (**G1**) e non strutturale ovvero portati (**G2**);
- ii. azioni variabili (**Q**) di lunga durata (in funzione dalla categoria di appartenenza) e di breve durata (**neve**);
- iii. azione sismica (**E**)

I carichi permanenti degli elementi strutturali (di tipo G1) sono valutati in automatico dal codice di calcolo, considerando le dimensioni geometriche e i pesi a metro cubo dei materiali utilizzati.

Si riporta nel seguito una dettagliata analisi dei carichi agenti sull'edificio oggetto di studio

peso specifico c.a.	2500 daN/mc
peso specifico elementi di alleggerimento	750 daN/mc
altezza solaio	25 cm
altezza soletta	5 cm
larghezza travetti	10 cm
larghezza elementi di alleggerimento	40 cm
numero travetti=numero file elementi di alleggerimento	2
Altezza travetti=altezza elementi di alleggerimento	20 cm

### Solaio piano tipo aule scuola (H= 20+5)

1) peso proprio soletta (sp= 5 cm) .....	125.00 daN/mq
2) peso proprio travetti (b= 10 cm) .....	75.00 daN/mq
3) peso proprio pignatte (h= 20 cm) .....	120.00 daN/mq
4) Intonaco intradosso .....	20.00 daN/mq
5) Sottofondo per pavimento .....	70.00 daN/mq
6) Isolante .....	0.00 daN/mq
7) Pavimento .....	60.00 daN/mq
8) Incidenza tramezzi .....	0.00 daN/mq

TOTALE CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI TIPO G1 (1+2+3) **320.00 daN/mq**

TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI TIPO G2 (4+5+6+7+8) **150.00 daN/mq**

SOVRACCARICO ACCIDENTALE DI ESERCIZIO (Q) **300.00 daN/mq**

**Solaio piano tipo bagni (H= 20+5)**

1) peso proprio soletta (sp= 5 cm) .....	125.00 daN/mq
2) peso proprio travetti (b= 10 cm) .....	75.00 daN/mq
3) peso proprio pignatte (h= 20 cm) .....	120.00 daN/mq
4) Intonaco intradosso .....	20.00 daN/mq
5) Sottofondo per pavimento .....	70.00 daN/mq
6) Isolante .....	0.00 daN/mq
7) Pavimento .....	60.00 daN/mq
8) Incidenza tramezzi .....	120.00 daN/mq
TOTALE CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI TIPO G1 (1+2+3) <b>320.00 daN/mq</b>	
TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI TIPO G2 (4+5+6+7+8) <b>270.00 daN/mq</b>	
SOVRACCARICO ACCIDENTALE DI ESERCIZIO (Q) <b>300.00 daN/mq</b>	

**Solaio piano copertura (H= 20+5)**

1) peso proprio soletta (sp= 5 cm) .....	125.00 daN/mq
2) peso proprio travetti (b= 10 cm) .....	75.00 daN/mq
3) peso proprio pignatte (h= 20 cm) .....	120.00 daN/mq
4) Intonaco intradosso .....	20.00 daN/mq
5) Sottofondo per pavimento .....	80.00 daN/mq
6) Isolante .....	30.00 daN/mq
7) Pavimento .....	60.00 daN/mq
8) Incidenza tramezzi .....	0.00 daN/mq
TOTALE CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI TIPO G1 (1+2+3) <b>320.00 daN/mq</b>	
TOTALE CARICHI PERMANENTI PORTATI TIPO G2 (4+5+6+7+8) <b>190.00 daN/mq</b>	
SOVRACCARICO ACCIDENTALE DI ESERCIZIO (Q) <b>300.00 daN/mq</b>	

Il carico neve  $q_s$  in copertura è da intendersi riferito alla sua proiezione orizzontale secondo la relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \approx 1.05 \text{ kN/mq (par. 3.4 NTC2008)}$$

dove:

- $q_{sk}$  il carico neve sulla copertura =  $0.51 [1 + (a_s / 481)^2] \text{ kN/m}^2 = 1.30 \text{ kN/m}^2$  (zona di esposizione III,  $a_s$  altezza sul livello del mare =  $600 \text{ m} < 200 \text{ m}$ );
- $\mu_i$  il coefficiente di forma della copertura (0.80),
- $C_E$  il coefficiente di esposizione assunto pari a 1;
- $C_t$  il coefficiente termico = 1;

In Fig. 23 è mostrata la disposizione ed il valore dei carichi superficiali associati a ciascun piano dell'edificio.



	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve
► 1	piano tipo					
Valore			0	150	300	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
2	copertura					
Valore			0	190	0	105
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
3	bagni					
Valore			0	270	300	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

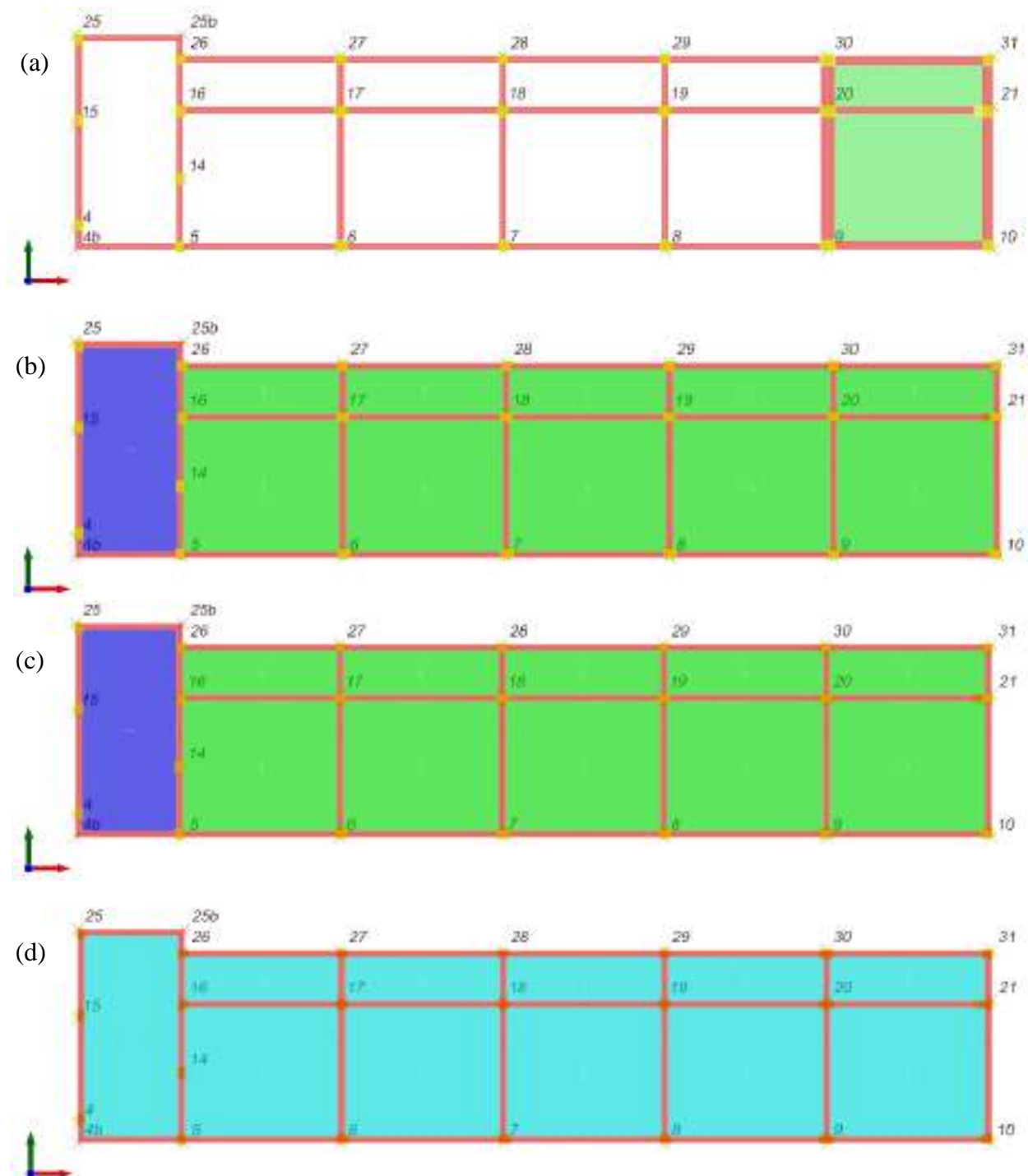
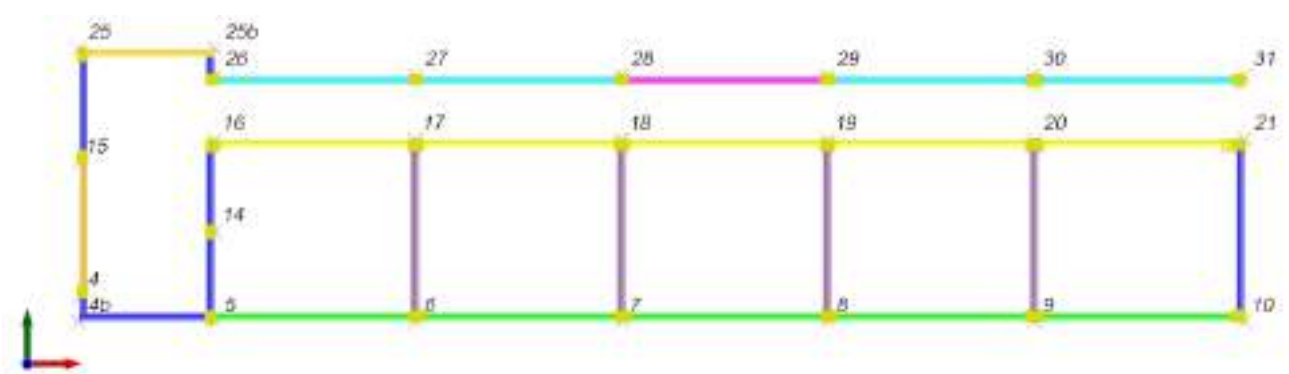


Fig. 23. Sintesi dei carichi superficiali di piano in corrispondenza dell'impalcato (a) I, (b) II, (c) III e (d) IV

Il peso delle tamponature è stato modellato come carico lineare, agente lungo le travi di bordo ed interne dove presente. Il suo valore varia da 295daN/m a 900 daN/m dipendente dall’interpiano e/o dal numero di aperture presenti (v. Fig. 23).

tipo	piano	p (daN/m)	
1	terra	295	
2	terra	570	
3	terra	425	
4	terra	810	
5	terra	855	
6	Secondo, terzo	315	
7	Secondo, terzo	600	
8	Secondo, terzo	450	
9	Secondo, terzo	855	
10	Secondo, terzo	900	
11	tramezzo interno	315	
12	tompagno interno	660	



**Fig. 24. Definizione ed assegnazione dei carichi lineari delle tamponature e tramezzature**

## 11 AZIONE SISMICA

Le NTC2008 adottano un approccio prestazionale agli stati limite per la progettazione delle strutture nuove e la verifica di quelle esistenti. Le **azioni sismiche** di progetto si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base*, definita in termini ordinate dello **spettro di risposta elastico** in accelerazione  $S_e(T)$  valutato sulla base di prefissate probabilità di eccedenza  $P_R$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Il periodo di riferimento  $V_R$  è valutabile moltiplicando la vita nominale ( $V_N$ ) per un coefficiente d'uso ( $C_u$ ).

La vita nominale ( $V_N$ ) è da intendersi come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, così come riportato in Tab 2.4.1 delle NTC. Il coefficiente d'uso ( $C_u$ ) dipende dalla classe d'uso dell'opera così come riportato al par. 2.4.2 delle NTC 2008). I valori di  $P_{VR}$ , infine, dipendono dalle prestazioni attese sulla struttura nei riguardi di diversi Stati Limite (ultimi e di esercizio), così come riportato nel seguito vedi Tab. 3.2.1 delle NTC):

- Stato Limite di Operatività (SLO): **SLO**  $\rightarrow P_{VR} = 81\%$
- Stato Limite di Danno (SLD): **SLD**  $\rightarrow P_{VR} = 63\%$
- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): **SLV**  $\rightarrow P_{VR} = 10\%$
- Stato Limite di Collasso (SLC): **SLC**  $\rightarrow P_{VR} = 5\%$

Una volta noti i valori di  $V_R$  e  $P_{VR}$  è possibile valutare il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica, espresso in anni, con la relazione (vedi Allegato A delle NTC):

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

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, le forme spettrali sono definite a partire dai parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  individuati nell'allegato B delle NTC2008 in funzione dei punti del reticolo di riferimento in cui è stata suddivisa l'Italia. I punti del reticolo sono in totale 10751 definiti in termini di latitudine e longitudine.

Le equazioni delle componenti orizzontali dello spettro di risposta elastico sono riportate nel seguito (v. cap. 3 NCT2008):

$$\begin{array}{l|l}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

dove:

- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione  $S = S_s \cdot S_T$ , essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica (vedi Tab. 3.2.V delle NTC) e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI delle NTC) pari ad 1 per categoria topografica  $T_1$ ;
- $T_C$  è il periodo corrispondente alla fine del tratto ad accelerazione costante dello spettro, dato da  $T_C = C_C T_C^*$ , in cui  $C_C$  è funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V delle NTC);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, pari a  $T_B = T_C/3$ ;
- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione  $T_D = 4,0 (a_g/g) + 1,6$ .

Dallo studio geologico del sottosuolo e delle condizioni topografiche dell'area interessata dall'edificio in esame risulta che il terreno è **tipo B** mentre la condizione topografica del sito è ascrivibile alla **categoria T2** (vedi tab. 3.2.I e 3.2.IV delle NTC2008).

Nel seguito vengono riportati i parametri necessari alla costruzione dello spettro di progetto allo SLV (v. Fig. 25) utilizzato per la verifica delle parti strutturali delle opere oggetto di studio, considerando uno **smorzamento viscoso equivalente pari al 5% ( $\eta = 1.0$ )**.

Vita nominale della costruzione –  $V_N = 50$  anni;

Coefficiente d'uso –  $c_u = 1.5$  (opera rilevante – scuole);

Periodo di riferimento  $V_R = V_N \times c_u = 1.5 \times 50 = 75$  anni;

Probabilità di eccedenza allo SLV  $P_{vr} = 10\%$ ;

Periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_r = - V_R / (1 - \ln P_{vr}) = 712$  anni;

**$a_g = 0.1779g$  (accelerazione di picco su suolo rigido allo SLV);**

Tipologia sottosuolo = B;  $\rightarrow S_s = 1.20$  (coefficiente di amplificazione stratigrafico)

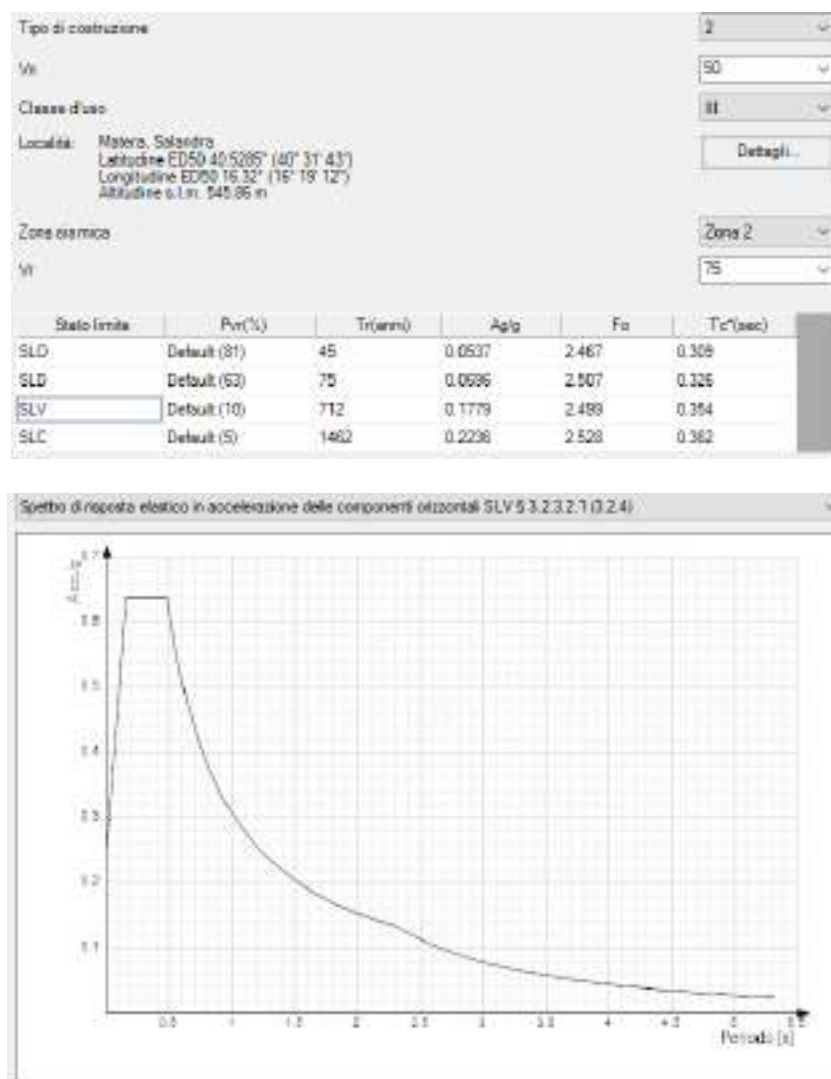
Topografia = T2  $\rightarrow S_T = 1.2$  (coefficiente di amplificazione topografica)

$S = 1.20 \times 1.20 = 1.44$  (coefficiente di amplificazione stratigrafico e topografico)

massima accelerazione orizzontale attesa allo SLV:  $PGA = a_g \times S = 0.177g \times 1.44 \approx 0.25 g$

**Il valore di riferimento della domanda in termini di PGA, risulta quindi pari a:**

**$PGA_d = 0.25 g$ .**



**Fig. 25. Parametri sismici e spettro di progetto adottato allo SLV**

## 12 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche agli Stati Limite sono state condotte definendo un totale di n. **18 combinazioni di carico** di cui

- **N. 2 Combinazioni fondamentali** allo SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- **N. 8 analisi pushover con distribuzione lineare delle forze orizzontali**

- **N. 8 analisi pushover con distribuzione costante delle forze orizzontali**

I carichi gravitazionali agenti durante le analisi pushover sono stati combinati con la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Le verifiche strutturali allo SLU, sono state, condotte utilizzando i coefficienti di sicurezza parziali riportati nella tab. 2.6.I delle NTC2008 colonna A1 (v. Tabella 4):

$\gamma_{G1}=1.3$  (coefficiente parziale di sicurezza adottato per carichi permanenti strutturali  $G_{1k}$ )

$\gamma_{G2}=1.5$ ; (coefficiente parziale di sicurezza per permanenti non strutturali  $G_{2k}$ )

$\gamma_Q=1.5$  (coefficiente parziale di sicurezza per carichi accidentali  $Q_{2k}$ )

**Tabella 4. Coefficienti di combinazione per le verifiche statiche allo SLU**

Famiglia "SLU"					
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve
► 1	SLU1	1.3	1.5	1.05	1.5
2	SLU2	1.3	1.5	1.5	0.75

I coefficienti parziali di  $\psi_{2i}$  utilizzati, invece, dipendono dalle destinazioni d'uso presenti in corrispondenza di ciascun livello della struttura e sono sintetizzati in Tabella 5.

**Tabella 5. Coefficienti parziali di combinazione riferiti alle diverse destinazioni d'uso dell'edificio**

livello	Cat.	$\psi_2$
I impalcato (piano terra)	C3	0.6
II impalcato (piano primo)	C3	0.6
III impalcato (piano secondo)	C3	0.6
IV impalcato (copertura)	neve	0.0

**E' importante precisare che nel presente studio le analisi pushover sono state condotte considerando alternativamente 4 eccentricità del centro massa (+X, -X, +Y, -Y) per ciascun piano dell'edificio pari al 5% della massima direzione trasversale.**

Per ciascuna delle eccentricità, inoltre, è stato considerato alternativamente il verso positivo (+) e negativo (-), ottenendo quindi un totale di 8 analisi pushover sia per il Gruppo 1 che per il Gruppo 2 (v. Tabella 6).

**Tabella 6. Coefficienti di combinazione per le verifiche sismiche allo SLV**

	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve	Delta T	Sisma X	Sisma Y	Eccentricità Y per sisma X	Eccentricità X per sisma Y
► 1	1	1	1	0.6	0	0	-1	0	-1	0
2	2	1	1	0.6	0	0	-1	0	1	0
3	3	1	1	0.6	0	0	0	-1	0	-1
4	4	1	1	0.6	0	0	0	-1	0	1
5	5	1	1	0.6	0	0	0	1	0	-1
6	6	1	1	0.6	0	0	0	1	0	1
7	7	1	1	0.6	0	0	1	0	-1	0
8	8	1	1	0.6	0	0	1	0	1	0

### **13 VERIFICA DELLA SICUREZZA STATICA E ANALISI DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLO STATO DI FATTO**

Il modello di calcolo adottato riflette lo stato attuale del Corpo A, caratterizzato dal ringrosso di tutte le pilastrate con incamiciatura in c.a. I quantitativi di armatura utilizzati sono riportati negli elaborati grafici a corredo del progetto di miglioramento sismico a firma dell'ing. T. Di Bari a cui si rimanda per maggiori approfondimenti. Vale la pena osservare che rispetto al suddetto progetto tutti i pilastri sono stati ringrossati di 10 cm per lato anziché di 5 cm, così come confermato dai rilievi effettuati in situ nelle passate settimane.

Nei paragrafi seguenti si riporta una sintesi delle verifiche di sicurezza dello **stato di fatto** (i) in condizioni statiche allo SLU e (ii) nei riguardi delle azioni sismiche allo SLV.



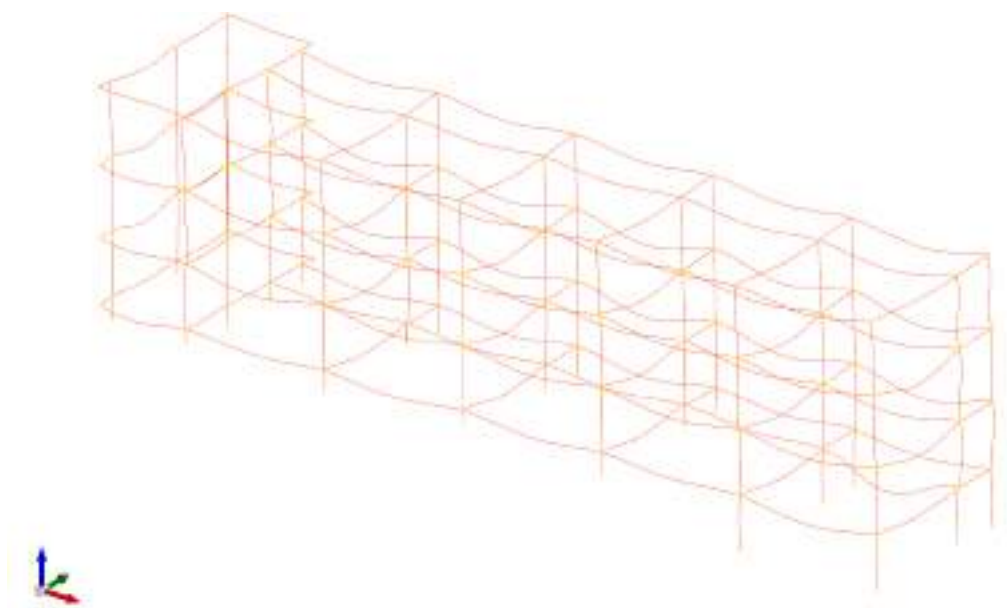
### 13.1 Sintesi verifiche di sicurezza in condizioni statiche – stato di fatto

In una prima fase di studi il modello FEM descritto al par. 7.1 è stato utilizzato per condurre un “progetto simulato” basato sul metodo delle cosiddette “tensioni ammissibili”, presumibilmente utilizzato dai progettisti all’epoca della realizzazione del fabbricato. Il progetto simulato ha consentito di stimare l’armatura delle travate e delle pilastrate non ancora ringrossate (stato ante intervento di ringrosso pilastrate). I quantitativi di armatura delle travate (barre longitudinali e passo staffe) così ottenuti sono stati opportunamente aggiornati, dove necessario, sulla base dei risultati della campagna di indagini descritta al par. 3.3.2.

In una seconda fase è stato sviluppato un nuovo modello numerico considerando l’intervento di incamiciatura delle pilastrate (conforme allo stato attuale) ed i quantitativi aggiornati di armatura nelle travate.

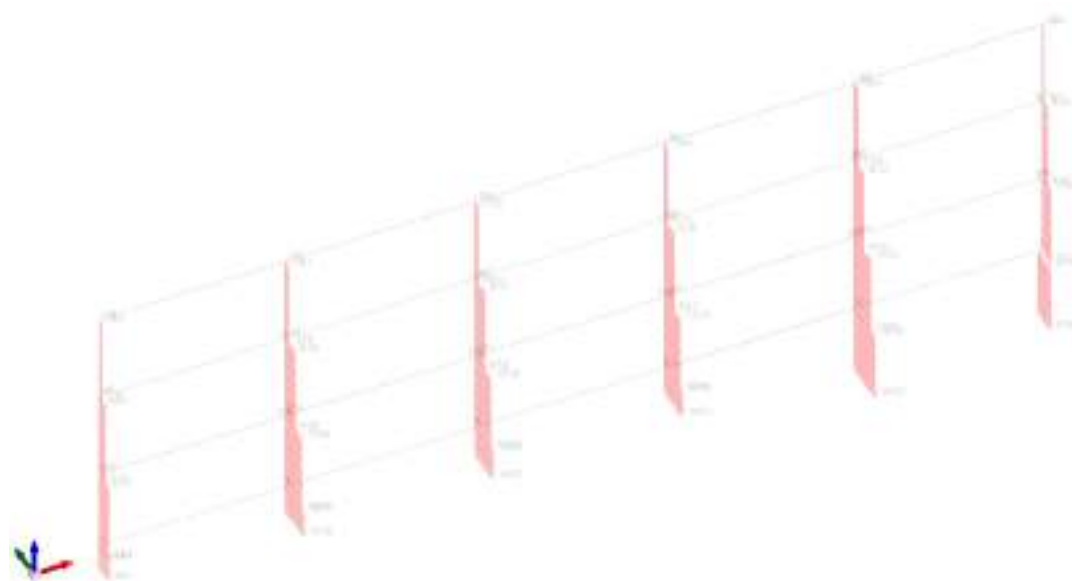
Occorre precisare che ai fini delle verifiche strutturali delle pilastrate con incamiciatura in c.a. è stata ipotizzata la perfetta aderenza tra il cls nuovo e quello vecchio, assumendo il carico assiale agente sull’intera sezione incamiciata e valutando cautelativamente le proprietà meccaniche dell’intera sezione come media pesata tra l’incamiciatura ed il materiale esistente. Inoltre, a vantaggio di sicurezza, è stata altresì trascurato il contributo delle armature esistenti, considerando il solo contributo delle nuove armature disposte all’interno della camicia.

In Fig. 26 è mostrata la deformata del modello strutturale ottenuta considerando la combinazione di carico SLU 1. La deformata, congruente con i vincoli interni ed esterni imposti in fase di modellazione, evidenzia l’assenza di meccanismi labili a supporto della correttezza del modello strutturale implementato all’interno del codice di calcolo.

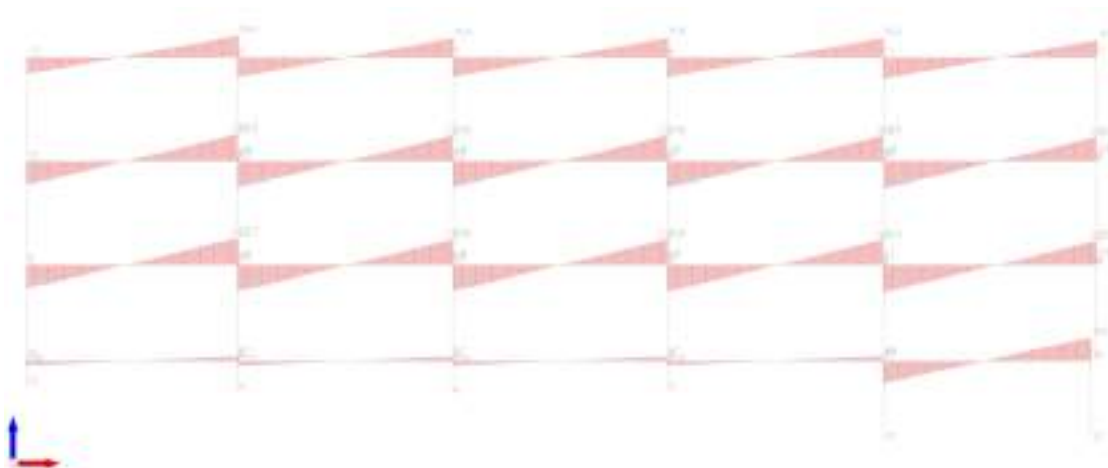


**Fig. 26. Deformata della struttura in combinazione di carico SLU 1**

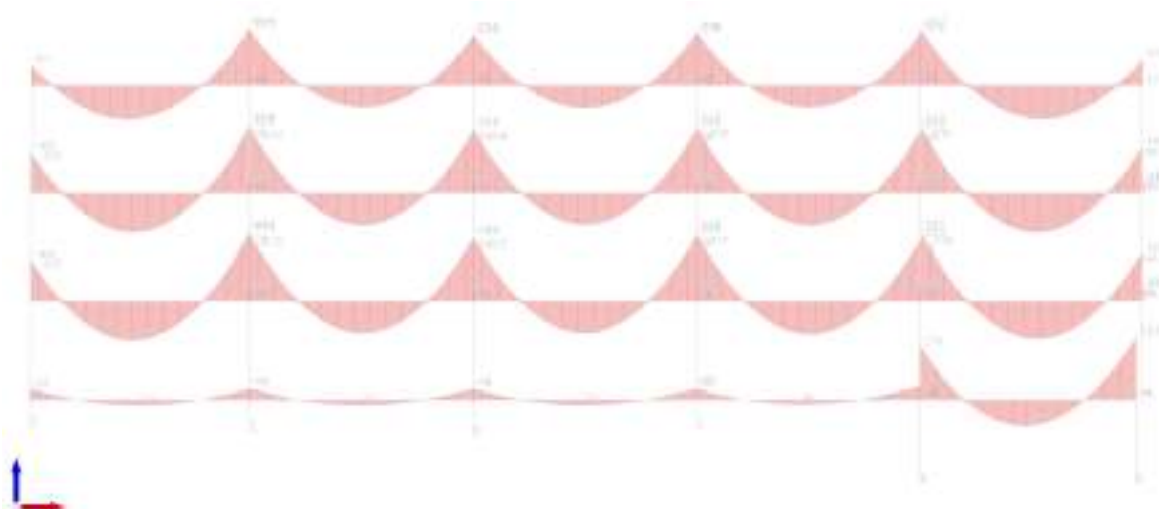
In Fig. 27 viene mostrato l'involuppo delle principali sollecitazioni di calcolo (sforzo normale taglio e flessione) agenti sul telaio centrale del Corpo A allo SLU.



(a)



(b)

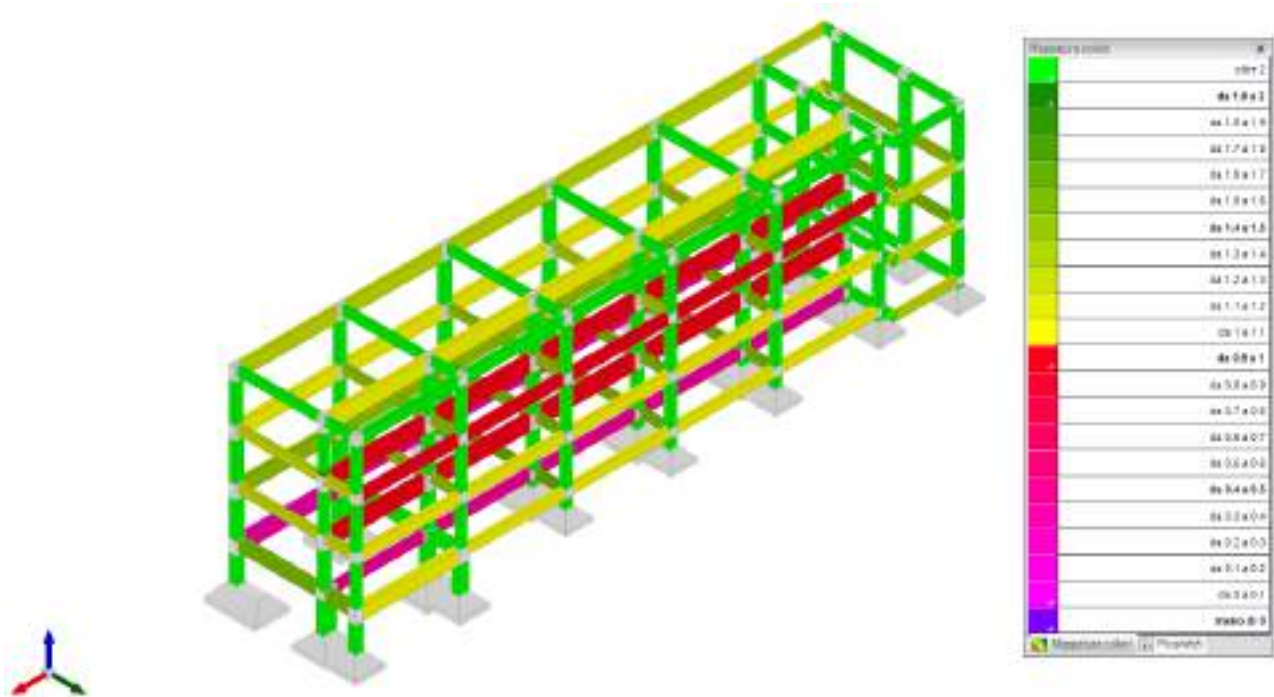


(c)

**Fig. 27. Telaio centrale corpo A: involuppo delle sollecitazioni (a) da sforzo normale (b) taglio e (c) momento flettente. Unità di misura: kN e m.**

Gli andamenti delle sollecitazioni ottenuti risultano compatibili con quelli attesi tenuto conto della natura dei carichi e dei vincoli presenti.

Fig. 28 mostrata mediante mappatura di colore l'esito delle verifiche di sicurezza in condizioni statiche delle travate e delle pilastrate del Corpo A. L'esito delle verifiche si ritiene soddisfatto per valori maggiori di 1 degli indici di sicurezza minimi IR riportati nella tabella a destra.



**Fig. 28. Sintesi verifiche di sicurezza allo SLU delle travate e pilastrate del Corpo A**

Come si può notare vi sono diverse travate longitudinali su cui gravano i solai di piano che non soddisfano allo stato attuale le verifiche di sicurezza (in particolare a flessione) richieste allo SLU dalle attuali NTC2008, facendo registrare valori dell'indice di sicurezza minima IR compresi tra 0.4 e 0.9 circa.

### 13.2 Sintesi verifiche di sicurezza in presenza di azioni sismiche – stato di fatto

Le verifiche di sicurezza in condizioni sismiche sono state condotte utilizzando il modello non a fibre descritto al par. 7.2.

Preliminarmente è stata condotta una analisi dinamica modale utilizzando il modello FEM descritto al par. 7.1 allo scopo di studiare il comportamento dinamico dell'edificio attraverso la valutazione dei modi di vibrare ed i corrispondenti periodi fondamentali di vibrazione. Le masse sono state concentrate in corrispondenza dei baricentri di ciascun impalcato, a loro volta modellati assumendo un comportamento rigido nel proprio piano.

In Tabella 7 si riportano i valori dei periodi di vibrazione e le percentuali di massa eccitata ai primi 12 modi di vibrare.

**Tabella 7. Sintesi risultati analisi modale Corpo A**

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.541782306	0.000346787	<b>0.765383141</b>	0	0.781050938	0.000419999	0.105145424
2	0.434824622	0.008892801	0.051887123	0	0.212124698	0.011209598	0.710082848
3	0.397944455	<b>0.770457641</b>	0.000654174	0	0.000962621	0.974154945	0.010292761
4	0.172219965	0.00003535	0.037652061	0	0.003146768	0.000000457	0.128293004
5	0.136357749	0.002624661	0.017871454	0	0.000538765	0.000292611	0.002712466
6	0.130819498	0.088395628	0.00027841	0	0.000012572	0.011981036	0.000907146
7	0.099691928	0.000011844	0.03607863	0	0.000295855	0.000000199	0.047186462
8	0.079466059	0.024162951	0.000043518	0	0.000000084	0.000784591	0.000335292
9	0.064341144	0.000008673	0.026303807	0	0.000318217	0.000000003	0.032517592
10	0.03968875	0.04971664	0.000006006	0	0.000003402	0.00097141	0.000959084
11	0.022474749	0.000157292	0.061483434	0	0.000549094	0.000000969	0.042442839
12	0.018338304	0.051310829	0.00021712	0	0.000004766	0.000159951	0.000985322

**Modo:** identificativo del modo di vibrare.

**Periodo:** periodo. [s]

**Massa X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa rot X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa rot Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa rot Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

#### Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.996121

Traslazione Y: 0.987859

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.999009

Rotazione Y: 0.999976

Rotazione Z: 0.985824

Come si può notare (v. Tabella 7) la percentuale di massa eccitata al primo modo fondamentale risulta maggiore del 75%, sia in direzione X che direzione Y. Questo risultato, unito al livello di conoscenza maturato (v. cap. 6), consente l'impiego della analisi statica non lineare (pushover) descritta par.7.2 ai fini delle verifiche strutturali in presenza di azioni sismiche, potendo altresì adottare (i) una distribuzione di forze proporzionale alla forma del modo di vibrare (Gruppo 1) e (ii) una distribuzione di forze uniforme (Gruppo 2).

Fig. 29 e Fig. 30 mostrano gli andamenti delle curve pushover riferite allo stato ante intervento, ottenute al variare della posizione del centro massa in combinazione con la variazione della direzione e del verso delle distribuzioni di forze del Gruppo 1 (v. Fig. 29) e Gruppo 2 (v. Fig. 30).

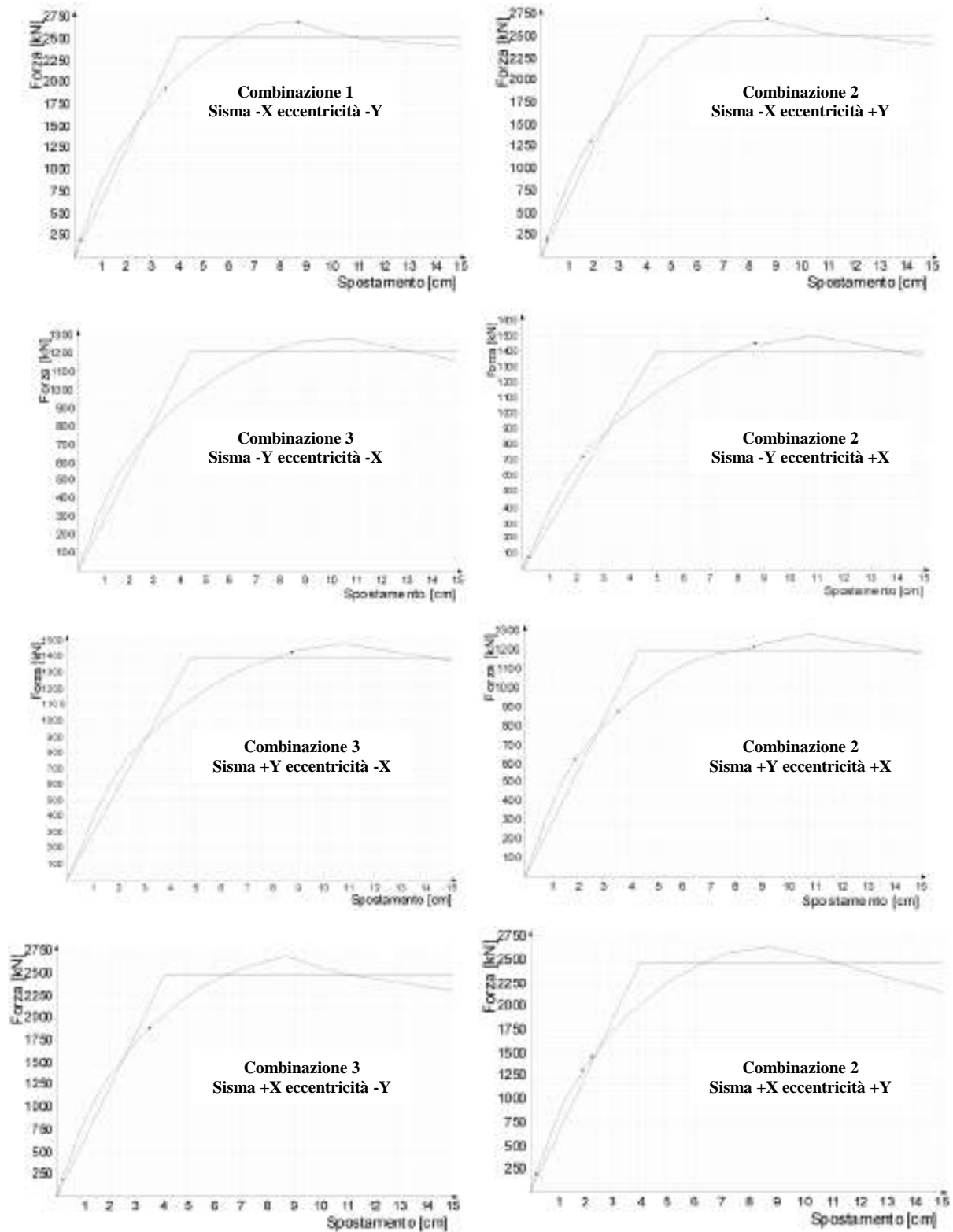


Fig. 29. Andamento curve pushover stato attuale generate con distribuzione di forze da Gruppo 1

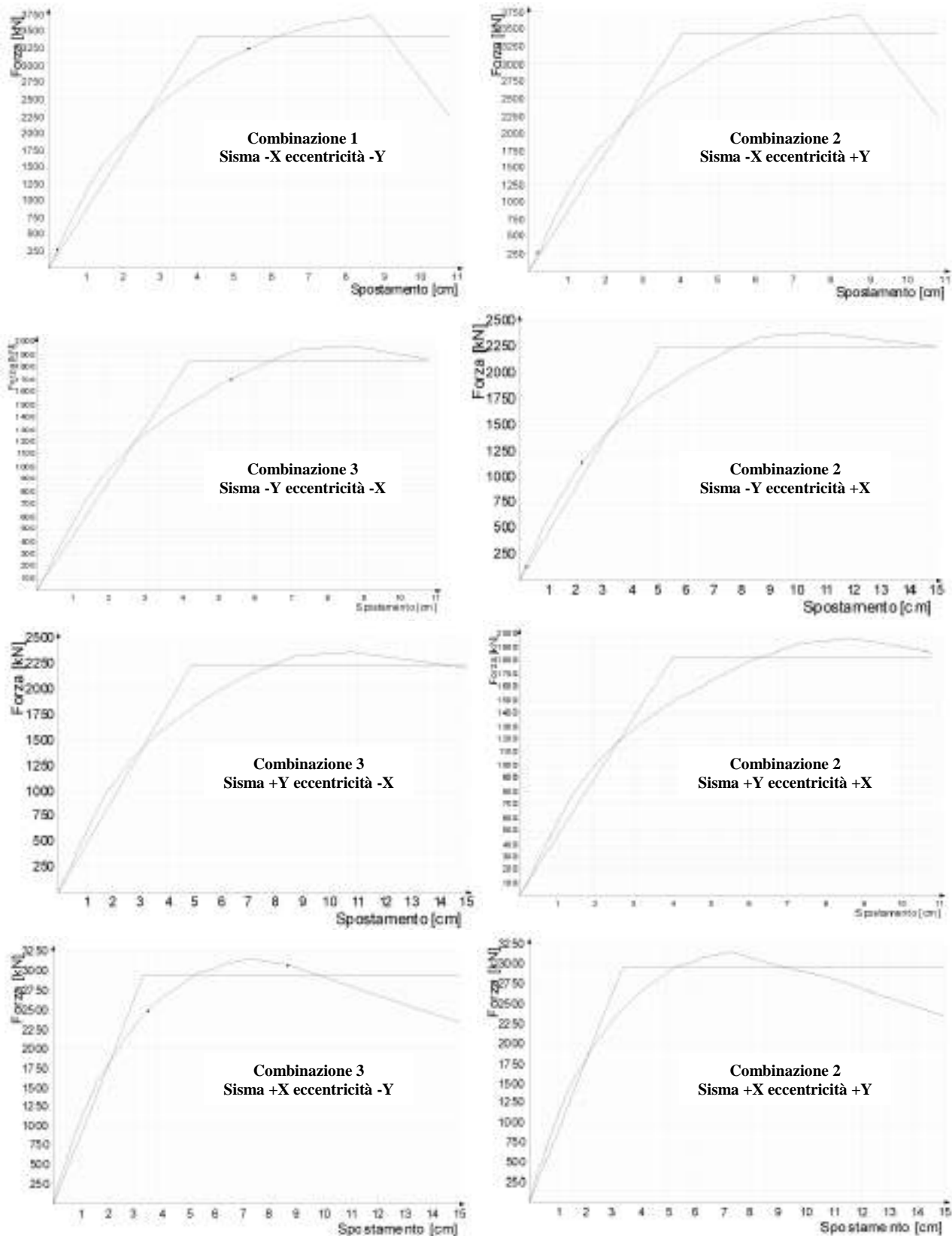


Fig. 30. Andamento curve pushover stato attuale generate con distribuzione di forze da Gruppo 2

Le curve sono state generate in controllo di spostamento assegnando al baricentro dell'ultimo impalcato (punto di controllo) uno spostamento massimo di 15 cm suddiviso in 25 step ad ampiezza crescente in serie armonica.

Il codice di calcolo valuta per ciascuno step l'indicatore di rischio  $IR_{PGA}$  allo SLV considerando altresì le verifiche degli elementi/meccanismi duttili e fragili, così come richiesto dalle NTC2008.

Nei diagrammi di Fig. 29 e Fig. 30 sono altresì mostrate le bilinearizzazioni delle curve pushover utilizzate per valutare il **punto prestazionale** ovvero la risposta della struttura allo SLV necessaria per condurre le verifiche di tutti gli elementi strutturali in termini di meccanismi duttili e fragili, così come previsto dalle attuali NTC2008.

In Tabella 8 sono riportati per ciascuna delle 16 analisi pushover condotte i valori dei minimi indici di sicurezza  $IR_{PGA,SLV}$ . In Tabella 9 sono riportati i minimi valori degli indicatori  $IR_{PGA}$  corrispondenti alla rottura a taglio ovvero al superamento della rotazione ultima alla corda del primo elemento strutturale.

**Tabella 8. Indicatori di rischio minimi allo SLV riferiti allo stato post intervento**

Comb.	$IR_{PGA,SLV}$
1 gruppo1	0.893
1 gruppo2	1.026
2 gruppo1	0.892
2 gruppo2	1.023
3 gruppo1	0.705
3 gruppo2	1.194
4 gruppo1	0.833
4 gruppo2	0.776
5 gruppo1	1.00
5 gruppo2	0.603
6 gruppo1	0.83
6 gruppo2	1.206
7 gruppo1	0.388
7 gruppo2	0.347
8 gruppo1	0.395
8 gruppo2	<b>0.347</b>

**Tabella 9. riepilogo della verifica di vulnerabilità sismica riferita allo stato attuale del Corpo A**

Stato limite	Comb.	Forze	$IR_{PGA,SLV}$
Rottura a taglio	5	Gruppo2	0.603
Rotazione alla corda SLV	7	Gruppo2	0.347

Allo stato attuale **il minimo valore dell'indice di sicurezza globale  $IR_{PGA,SLV}$  risulta pari a circa 0.34** dovuto al superamento della rotazione alla corda ultima di alcune travate.

Il valore dell'indicatore di rischio così valutato evidenzia un significativo deficit dei livelli di sicurezza previsti dalle NTC2008, suggerendo mirati interventi strutturali in grado di elevare significativamente le prestazioni dell'edificio soprattutto nei riguardi delle azioni sismiche.



## 14 INTERVENTI STRUTTURALI PROPOSTI

Allo stato attuale alcune travate non soddisfano le verifiche di sicurezza richieste dalle NTC2008 nei confronti dei carichi verticali allo SLU per le quali si rendono necessari interventi strutturali ad “hoc”.

In aggiunta, lo studio di vulnerabilità sismica ha evidenziato un significativo deficit del rapporto capacità/ domanda ( $IR_{PGA,SLV}=0.34$ ) dovuto essenzialmente alla mancata verifica delle travi nei riguardi sia di meccanismi duttili (rotazione rispetto alla corda) che fragili (a taglio).

L’inserimento di controventi metallici, da disporre internamente in direzione trasversale ed esternamente in direzione longitudinale secondo lo schema proposto nel progetto di miglioramento sismico a firma dell’ing. Tommaso di Bari potrebbe elevare l’attuale livello di sicurezza nei riguardi delle azioni orizzontali ma richiederebbe comunque interventi di rinforzo locali in corrispondenza delle travi che attualmente non soddisfano le verifiche nei riguardi dei carichi verticali allo SLU.

E’ importante evidenziare che la soluzione proposta dall’ing. Tommaso di Bari garantirebbe il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza nei riguardi di azioni sismiche di intensità inferiori a 3-4 volte quelle richieste dalle attuali NTC2008. Lo spettro di progetto considerato nell’ambito di tali verifiche, infatti, è quello compatibile con lo SLD diviso a sua volta per un fattore pari a 1.5. Analisi numeriche preliminari condotte allo SLV sul modello strutturale dotato di controventi metallici (disposti secondo lo schema proposto dall’ing. Tommaso di Bari) hanno evidenziato la mancata verifica di resistenza a taglio delle travate disposte in direzioni trasversale e di alcuni pilastri (incamiciati) al piano terra. In altri termini, pur adottando lo schema con controventi metallici, non è possibile escludere il rinforzo localizzato di un significativo numero di travi.

In aggiunta, vale la pena notare che l’impiego di controventi metallici modificherebbe lo schema statico rendendo obbligatorie le verifiche del sistema di fondazione comportando rinforzi localizzati mediante micropali ovvero elementi di collegamento fra i vari plinti attualmente non presenti. E’ interessante notare che i risultati delle analisi condotte dall’ing. Di Bari mostrano significativi livelli di tensioni in fondazione anche dell’ordine di  $3.0\text{kg/cm}^2$ , pur adottando spettri di progetto di intensità inferiore a quelli previsti dalle NTC2008.

L’intervento inoltre risulterebbe estremamente invasivo in quanto i controventi dovrebbero essere estesi per l’intero sviluppo in elevazione dell’edificio comportando significative interferenze con gli interventi di incamiciatura delle pilastrate recentemente realizzate. Vale la pena infatti osservare che l’impiego di controventi metallici comporta l’inserimento di robuste piastre metalliche di aggancio in corrispondenza delle zone di intersezione trave-pilastro. Allo stato attuale queste zone sono prive di dispositivi idonei all’ancoraggio delle piastre (es. boccole filettate) che occorreva disporre prima

del getto delle incamiciature. Pertanto, il collegamento delle piastre di aggancio alla struttura in c.a. richiederebbe interventi diffusi, invasivi e costosi basati sull'inghisaggio di barre filettate ovvero sull'impiego di piastre di contrasto.

Alla luce delle osservazioni sopra fatte, la strategia proposta nel presente studio è stata quella di individuare una soluzione strutturale capace di soddisfare i seguenti principali obiettivi:

- (i) immediata cantierabilità della proposta progettuale;
- (ii) scarsa invasività dei lavori da realizzare;
- (iii) ridotti tempi di esecuzione (non superiori ai 60 gg);
- (iv) economicamente perseguibile con le somme messe a finanziamento;
- (v) limitata interruzione d'uso da parte degli occupanti durante le lavorazioni;
- (vi) non comportare ampliamenti di volumetria, ovvero incrementi dei carichi globali in fondazione superiore al 10% ovvero alterazioni dell'organismo edilizio esistente;
- (vii) soddisfacimento delle verifiche di sicurezza nei riguardi dei carichi verticali agli SLU;
- (viii) conseguimento dell'**adeguamento sismico** ai sensi delle NTC2008 volto ad accrescere la capacità resistente della struttura allo SLV.

L'intervento proposto, consiste nell'impiego dell'innovativo sistema di rinforzo **CAM su elementi in cemento armato**, 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.

I nastri in acciaio inox generalmente utilizzati hanno uno spessore di spessore 0.75-0.8 mm e larghezza di 18-20 mm, con valori della la resistenza a snervamento e a rottura tipicamente pari a 250-300 MPa e 600-700 MPa, rispettivamente.

In corrispondenza dei quattro vertici della sezione dell'elemento vengono posizionati angolari in acciaio con funzione di distribuzione delle azioni confinanti dei nastri. In particolare, per quanto riguarda le travi interne, in corrispondenza dell'estradosso dei solai gli angolari vengono sostituiti da apposite bandelle metalliche.

La superficie interna degli angolari viene resa irruvidita mediante una apposita lavorazione e posta a diretto contatto con il CLS mentre la superficie esterna estremamente liscia consente un pretensionamento uniforme dei nastri.

I principali vantaggi conseguibili con il sistema CAM per elementi in c.a. sono i seguenti:

- Aumento di resistenza e duttilità a compressione centrata mediante l'effetto del confinamento attivo;
- Aumento di duttilità a compressione del CLS con aumento della rotazione ultima della sezione a presso-flessione o flessione semplice;
- Aumento del Taglio resistente grazie alla aggiunta di armatura a taglio (staffatura dei nastri);
- Aumento di armatura a trazione e dunque del Momento Resistente nel caso in cui gli angolari vengano opportunamente ancorati alle sezioni di estremità;

Nel presente lavoro l'intervento con CAM è stato opportunamente progettato al fine di soddisfare le verifiche di sicurezza sia nei riguardi degli SLU (a soli carichi gravitazionali) che degli SLV (nei riguardi delle azioni sismiche), garantendo in quest'ultimo caso il conseguimento dell'adeguamento sismico ai sensi delle NTC2008.

L'intervento è stato progettato ad "hoc" puntando ad incrementare, dove richiesto, la resistenza e duttilità a flessione ovvero di resistenza a taglio di selezionate travi al I, II e III impalcato.

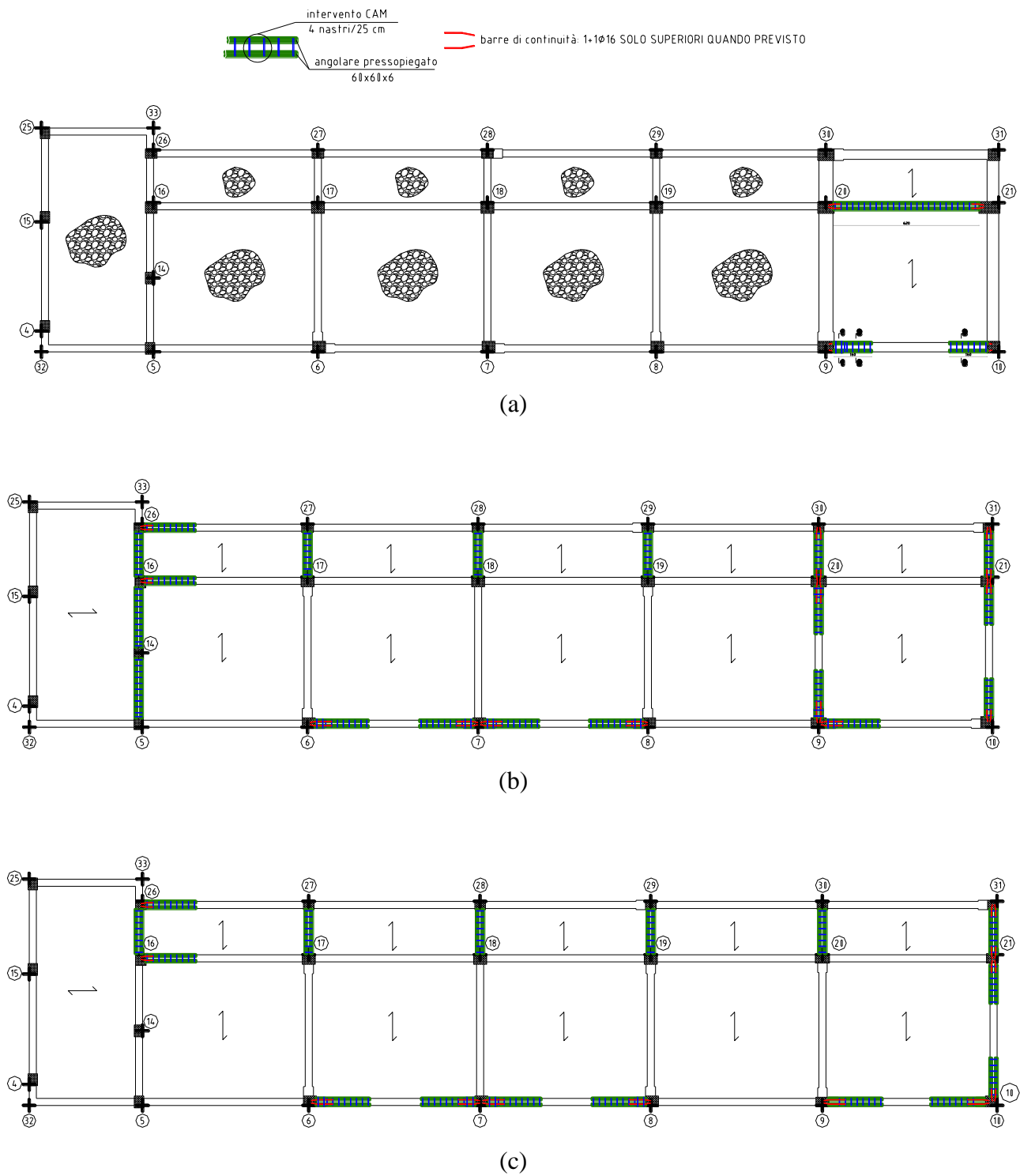
Fig. 31 mostra la proposta di disposizione in pianta dell'intervento CAM progettato in questo studio. La configurazione CAM adottata prevede l'impiego di n. 4 avvolgimenti di nastri CAM disposti ad interasse medi di 25 cm ed avvolti attorno a pressopiegati/bandelle di spessore 6 mm.

Per maggiori dettagli si rimanda alle tavole grafiche in allegato.

Generalmente il rinforzo sulle travi con CAM deve essere eseguito abbracciando l'intera sezione di trave (v. Fig. 32 (a)) ovvero, qualora per impedimenti architettonici questo non sia possibile, può essere eseguita confinandone solo la parte estradossata (v. Fig. 32 (b)).

Fig. 33 mostra alcuni interventi di consolidamento di travi in c.a. realizzati in cantiere con tecnica CAM.

L'intervento così concepito non incrementa la **massa e non varia la distribuzione delle rigidezze**, garantendo altresì interazioni minime con gli impianti e/o le finiture già esistenti (tramezzi, tompagni, infissi, ecc...).



**Fig. 31. Individuazione in pianta delle travi in c.a. del Corpo A da consolidare con tecnica CAM: (a) impalcato I – piano terra; (b) impalcato II – piano primo; (c) impalcato III – piano secondo**

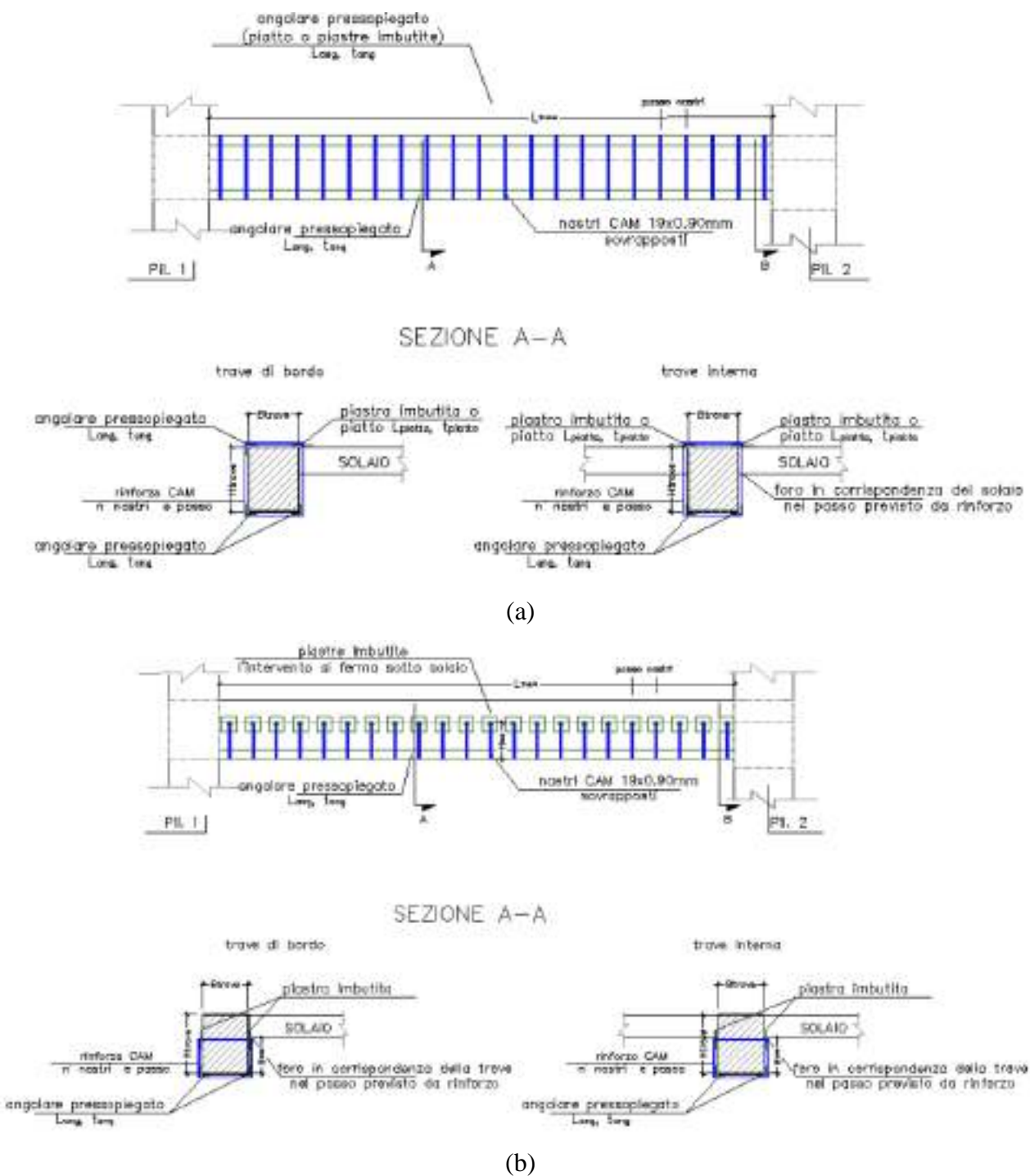


Fig. 32. Schema di rinforzo trave con nastri CAM che (a) attraversano il solaio e (b) non attraversano il solaio



Fig. 33. Esempi di consolidamento di travi in c.a. con tecnica CAM

L'intervento con CAM sopra esposto andrà completato con il rinforzo dei pannelli nodali non confinati al II e III impalcato. Allo stato attuale, infatti, i nodi trave-pilastro del Corpo A appaiono certamente vulnerabili a causa dell'assenza di adeguati dettagli costruttivi quali il prolungamento delle staffe dei pilastri attraverso il nucleo di intersezione con la trave.

Il rinforzo dei nodi dal lato esterno potrà essere realizzato mediante placcaggio con piastre metalliche, applicando uno o più ricorsi nell'altezza libera di trave al di sotto del solaio e disponendo più nastri CAM in sovrapposizione (v. Fig. 34).

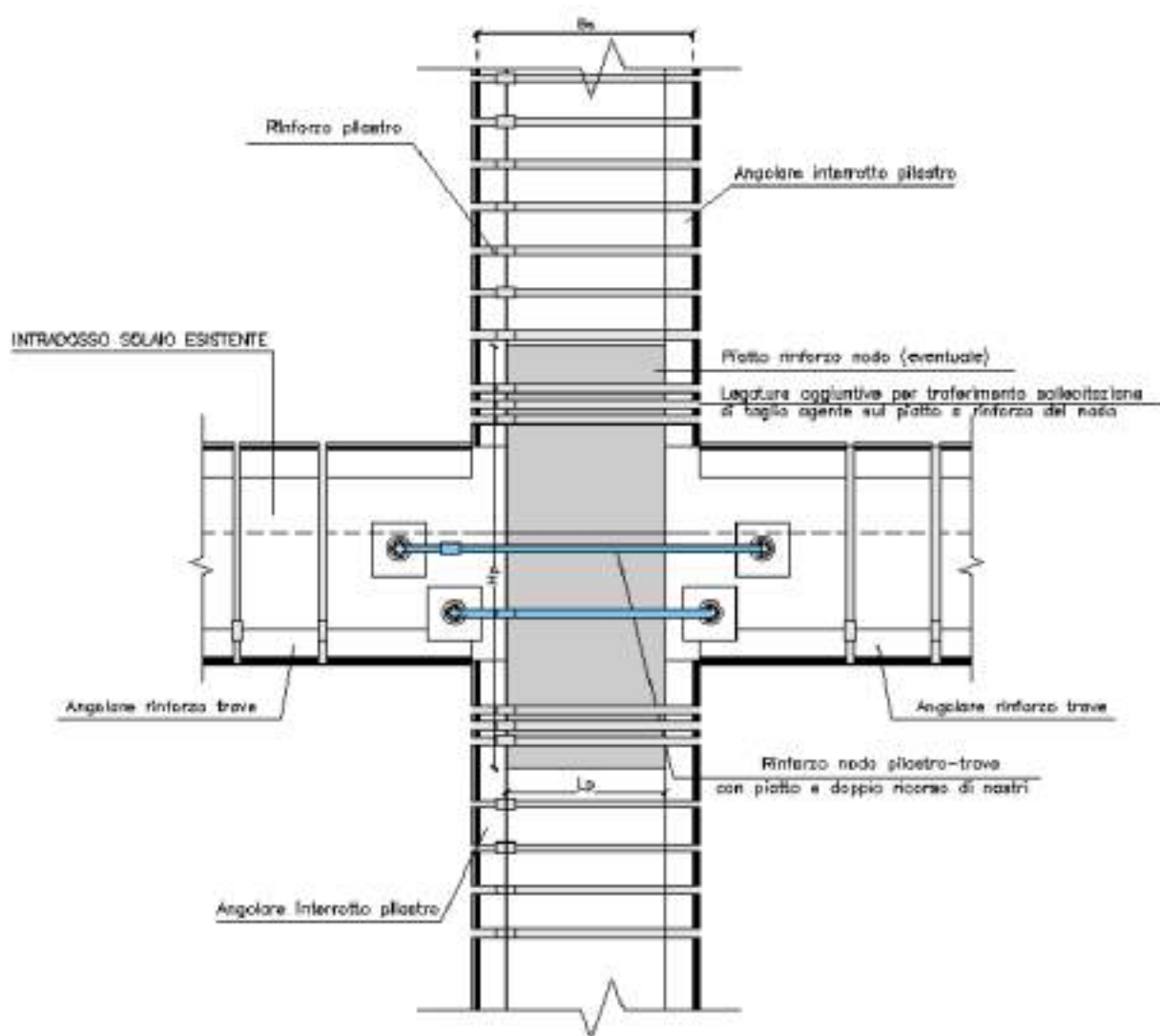


Fig. 34. Esempio di rinforzo dei nodi esterni con tecnica CAM

## 15 RISULTATI ANALISI STRUTTURA POST INTERVENTO

Il modello numerico sviluppato in ambiente Sismicad per lo studio dello stato attuale dell'edificio oggetto di studio è stato opportunamente aggiornato considerando gli interventi proposti e descritti in precedenza, rimandando agli elaborati grafici contenuti nell'Allegato C per una più chiara ed esaustiva descrizione degli stessi.

Nel seguito verranno riportati e discussi i principali risultati delle analisi numeriche condotte.

### 15.1 Modellazione rinforzo con CAM

Come mostrato in Fig. 32, l'intervento di rinforzo a taglio degli elementi in C.A. avviene fasciando l'elemento con i ricorsi realizzati anche da più nastri in sovrapposizione e disposti ad un passo  $p_{n,CAM}$ . Il contributo resistente della staffatura aggiuntiva così realizzata si somma quindi a quello delle armature trasversali esistenti.

Nel presente lavoro l'incremento di resistenza a taglio offerto dal sistema CAM è stato valutato considerando la formula che le NTC2008 riportano per la valutazione della resistenza al taglio dovuta alla presenza di armatura trasversale opportunamente modificata introducendo il fattore moltiplicativo **0.5** per tener conto di quanto prescritto al paragrafo C8A.7.2.1:

*“Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente. Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva offerta dalla camicia vale:....”*

L'effetto dell'incamiciatura è stato quindi valutato analogamente a quanto previsto dalle NTC2008 per il calcolo del contributo delle staffe in una sezione armata in C.A. ma applicando il fattore riduttivo alla resistenza dei nastri CAM con la seguente relazione:

$$V_{Rsd,CAM} = 0.5 \cdot 0.9 \cdot d_{CAM} \cdot \frac{n_{br,CAM} \cdot t_{nI} \cdot b_n}{P_{n,CAM}} \cdot f_{yw,CAM} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \text{sen} \alpha$$

dove:

$d_{CAM}$  è l'altezza (utile) di trattamento CAM, pari all'altezza utile della sezione  $d$  per nastri che attraversano il solaio (v. Fig. 32 (a)) ovvero pari all'altezza utile di trattamento  $H_{CAM}-c$  per nastri che si fermano sotto il solaio (v. Fig. 32 (b)) ;

$n_{br,CAM}$  è il numero di ‘braccia’ resistenti del trattamento CAM

$t_{nt}$  è lo spessore totale del rinforzo CAM, quindi pari al numero di nastri CAM per lo spessore del singolo nastro ( $t_{nastro} = 0.90 \text{ mm}$ );

$b_n$  è la larghezza del nastro CAM® pari a 19mm;

$p_{n,CAM}$  è il passo delle legature CAM;

$f_{yw,CAM}$  pari a  $560 \text{ N/mm}^2$  è la tensione di calcolo dell’acciaio dei nastri CAM;

$\alpha=90^\circ$  è la staffatura CAM ortogonale all’asse longitudinale dell’elemento.

Il contributo dei nastri CAM può certamente essere sommare a quello delle staffe preesistenti:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg} \theta + 0.5 \cdot 0.9 \cdot d_{CAM} \cdot \frac{n_{br,CAM} \cdot t_{nt} \cdot b_n}{p_{n,CAM}} \cdot f_{yw,CAM} \cdot \text{ctg} \theta$$

La riduzione del 50% circa la tensione di lavoro della ‘camicia’ è legata alla apertura delle fessure.

All’atto dell’apertura della fessura la staffa, annegata nel getto di calcestruzzo, e il rinforzo esterno a fasciare l’intera sezione, lavorano su due lunghezze deformabili differenti.

La staffa preesistente subirà una deformazione pari al rapporto tra la dimensione dell’apertura della fessura e la lunghezza deformabile legata alla lunghezza di aderenza. Il cerchiaggio esterno su una lunghezza maggiore. Pertanto per garantire la congruenza delle deformazioni (affinché il rinforzo lavori in parallelo rispetto alla staffa preesistente e possa quindi valere la formula additiva) in maniera fittizia la norma impone una riduzione alla tensione di lavoro della camicia.

Vale la pena osservare che nel caso di cerchiaggi ‘attivi’ con il Sistema CAM la limitazione dell’ampiezza delle fessure e l’integrità del conglomerato sono sicuramente più controllate rispetto ai cerchiaggi passivi cui si riferisce la normativa poiché il pretensionamento applicato permette di rendere già tesa la nastratura che, per esplicitare la sua massima resistenza, necessiterà di una deformazione della sezione (e dunque di una apertura della fessura) minore di quella necessaria per sistemi passivi; in favore di sicurezza si mantiene comunque nella formulazione tale parametro limitativo.

Analogamente a quanto si calcola usualmente per la sezione armata con sole staffe la Normativa impone che:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Anche in presenza di CAM la resistenza ultima si può calcolare per quel valore di  $\theta$  che rende uguali la resistenza a taglio trazione  $V_{Rsd}$  con quella a taglio compressione  $V_{Rcd}$ .



Il valore di  $\text{ctg } \theta$  è valutabile uguagliando la formule della resistenza a “taglio-trazione” con quella a “taglio-compressione”:

$$V_{Resd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{2 \cdot A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \theta + 0.5 \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_f \cdot \frac{2 \cdot t_R \cdot b_f}{p_f} \cdot f_{ymd} \cdot \text{ctg } \theta = V_{Resd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot \frac{\text{ctg } \theta}{1 + \text{ctg } \theta^2}$$

ottenendo:

$$\text{ctg } \theta_o = \sqrt{\frac{b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd}}{\frac{d_f \cdot t_R \cdot b_f \cdot f_{ymd}}{d \cdot p_f} + \frac{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{s}}} - 1$$

Naturalmente il valore ottenuto con la formulazione precedente per  $\text{ctg } \theta$  può dare risultati inammissibili e dunque si avrà:

$$\text{ctg } \theta = \begin{cases} \text{se } \text{ctg } \theta_o < 1 \Rightarrow & \text{ctg } \theta = 1 \\ \text{se } \text{ctg } \theta_o > 2.5 \Rightarrow & \text{ctg } \theta = 2.5 \\ \text{se } 1 \leq \text{ctg } \theta_o \leq 2.5 \Rightarrow & \text{ctg } \theta = \text{ctg } \theta_o \end{cases}$$

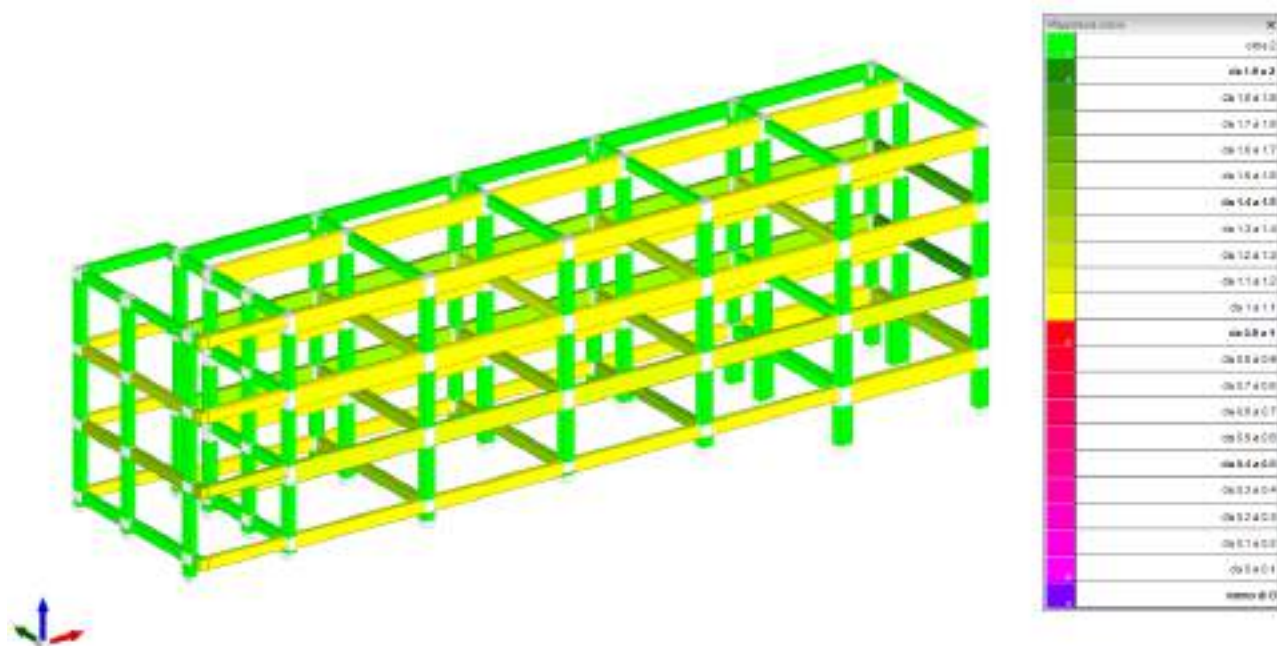
Nel presente lavoro, in corrispondenza degli elementi rinforzati con CAM è stato valutando un passo equivalente delle staffe esistenti in modo da ottenere un taglio resistente pari a quello valutabile con le relazioni sopra riportate. Il passo staffe equivalente così ottenuto (pari a 95 mm per le travate in direzione longitudinale e 105 mm per le travate in direzione trasversale) è stato implementato all'interno del codice Sismicad per i soli elementi oggetto di intervento. Per le sole travate porta solaio, il passo staffe equivalente è stato cautelativamente incrementato di un fattore 1.25.

Nei casi in cui è previsto un incremento di duttilità e di resistenza a flessione, è stata altresì modellata il quantitativo di armatura longitudinale addizionale ottenuta saldando n. 2 barre  $\phi$  16 di continuità al solo estradosso delle piastre metalliche del sistema CAM.

Nel seguito si riportano i principali risultati del calcolo strutturale effettuato considerando la configurazione di intervento CAM mostrata in Fig. 31.

## 15.2 Sintesi verifiche di sicurezza in condizioni statiche – stato post intervento

Fig. 35 mostrata mediante mappatura di colore l'esito delle verifiche di sicurezza in condizioni statiche allo SLU delle travate e delle pilastrate del Corpo A, considerando il rinforzo CAM descritto in precedenza. L'esito delle verifiche si ritiene soddisfatto per valori maggiori di 1 degli indici di sicurezza IR riportati nella tabella a destra.



**Fig. 35. Sintesi verifiche di sicurezza allo SLU delle travate e pilastrate del Corpo A**

Le verifiche di sicurezza in condizioni statiche allo SLU delle travate e delle pilastrate risultano soddisfatte nello stato post intervento, con valori dell'indice di sicurezza sempre maggiori dell'unità.

### 15.3 Sintesi verifiche di sicurezza in presenza di azioni sismiche – stato post intervento

Fig. 36 e Fig. 37 mostrano gli andamenti delle curve pushover riferite allo stato post intervento, ottenute al variare della posizione del centro massa in combinazione con la variazione della direzione e del verso delle distribuzioni di forze del Gruppo 1 (v. Fig. 36) e Gruppo 2 (v. Fig. 37).

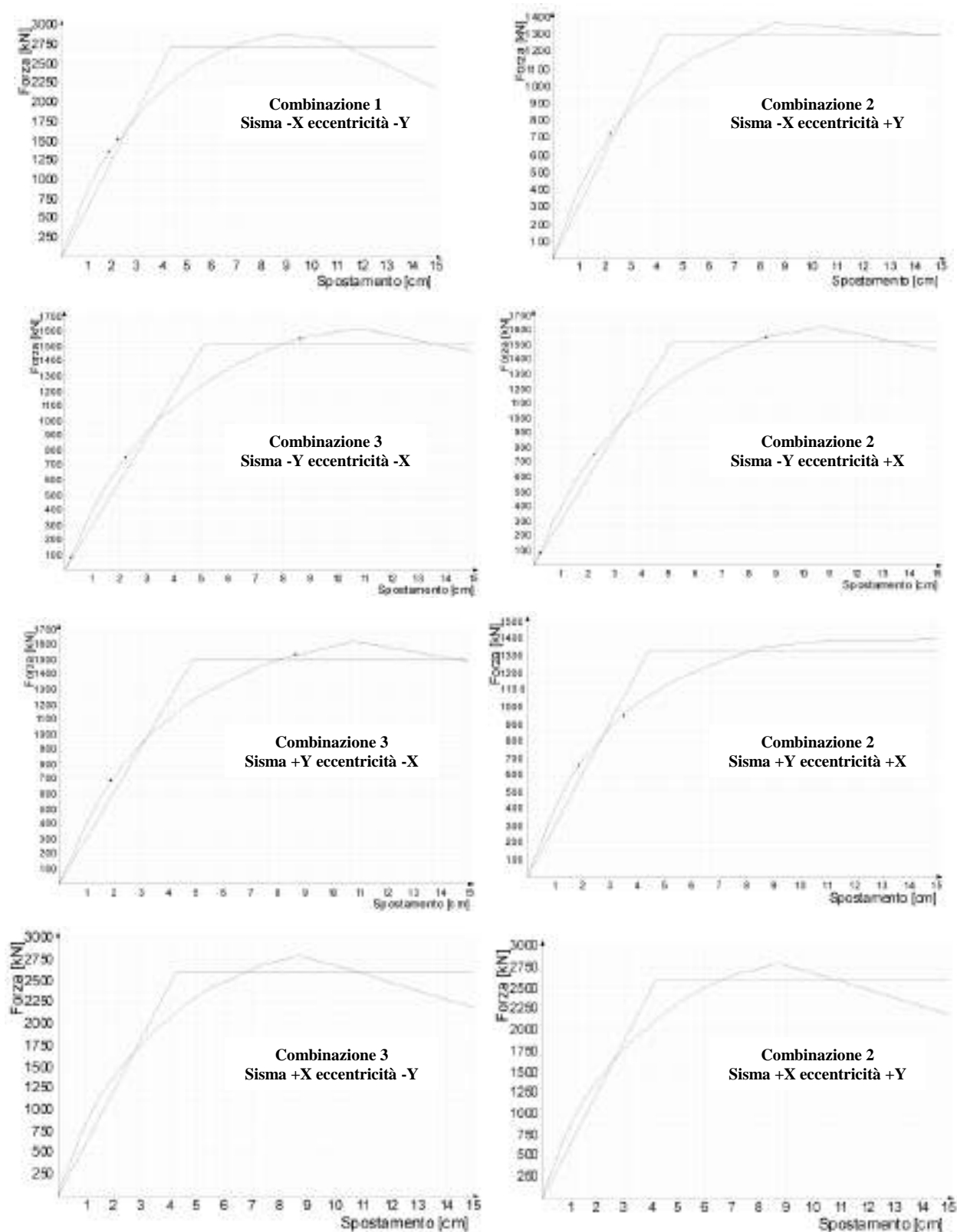


Fig. 36. Andamento curve pushover stato post intervento con distribuzione di forze da Gruppo 1

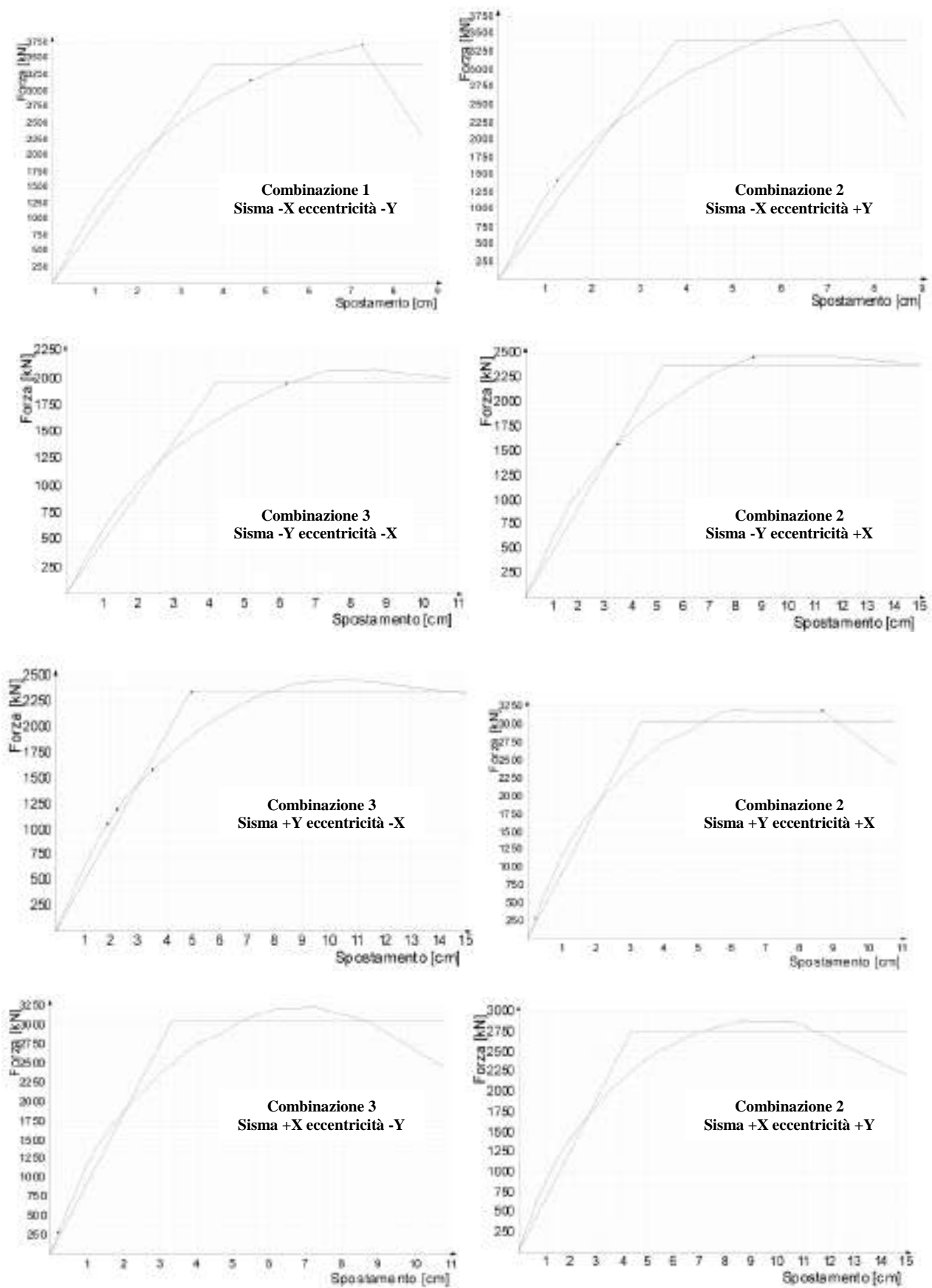


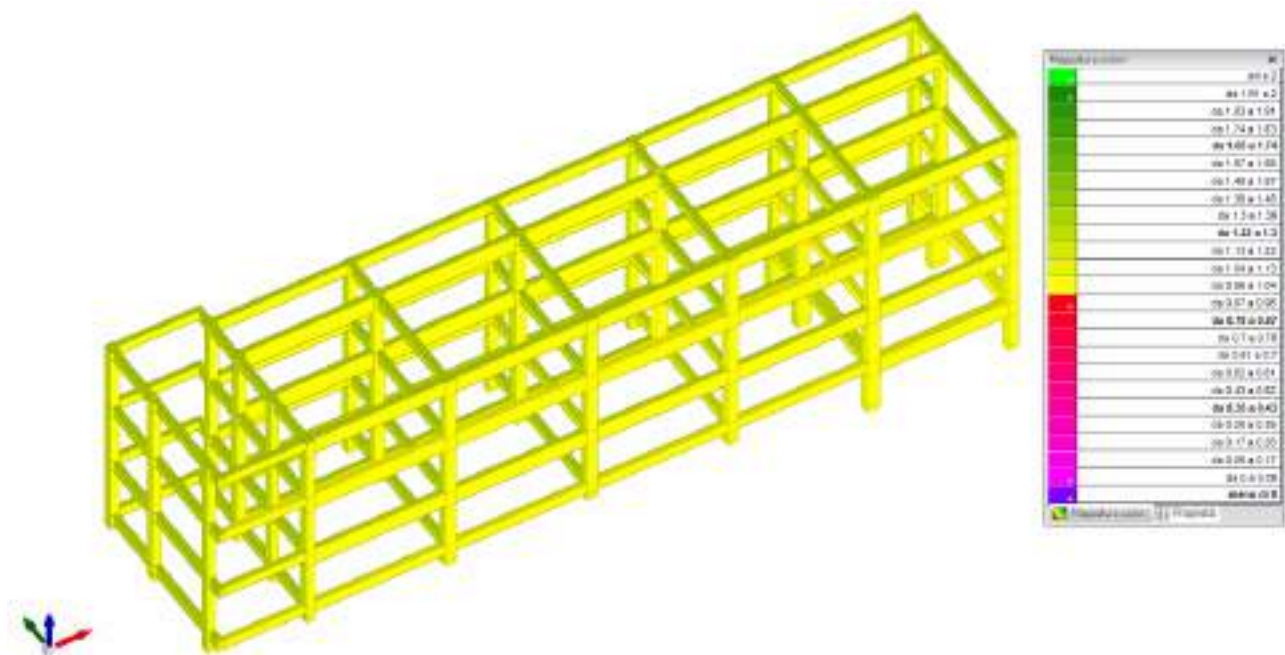
Fig. 37. Andamento curve pushover stato post intervento con distribuzione di forze da Gruppo 2

Le curve sono state generate in controllo di spostamento assegnando al baricentro dell'ultimo impalcato (punto di controllo) uno spostamento massimo di 15 cm suddiviso in 25 step ad ampiezza crescente in serie armonica.

Il codice di calcolo valuta per ciascuno step l'indicatore di rischio  $IR_{PGA}$  allo SLV considerando altresì le verifiche degli elementi/meccanismi duttili e fragili, così come richiesto dalle NTC2008.

In Fig. 36 e Fig. 37 sono altresì mostrate le bilinearizzazioni delle curve pushover utilizzate per valutare il **punto prestazionale** ovvero la risposta della struttura allo SLV necessaria per condurre le verifiche di tutti gli elementi strutturali in termini di meccanismi duttili e fragili, così come previsto dalle attuali NTC2008.

Per maggior chiarezza, Fig. 38 mostra mediante mappatura di colore e per ciascun elemento strutturale l'involuppo dei minimi valori degli indici di sicurezza  $IR_{PGA,SLV}$ , corrispondenti ai punti prestazionali raggiunti allo SLV. I valori di  $IR_{PGA,SLV}$  mappati in Fig. 38 risultano **sempre**  $\geq 1$ .



**Fig. 38. Mappatura dell'involuppo dei minimi indici di sicurezza  $IR_{PGA}$  valutati per ciascun elemento strutturale in corrispondenza dei punti prestazionali raggiunti allo SLV**

In Tabella 10 sono riportati per ciascuna delle 16 analisi pushover condotte i valori dei minimi indici di sicurezza  $IR_{PGA,SLV}$ . Come si può notare, il valore di  $IR_{PGA,SLV}$  varia da un minimo di 1.0 (comb. 1 Gruppo 1) ad un massimo di 1.227 (comb. 2 Gruppo 2), dipendente dalla direzione del sisma, dall'eccentricità del centro massa e dalla distribuzione di forze considerate.

Infine, in Tabella 10 sono riportati i minimi valori degli indicatori  $IR_{PGA,SLV}$  differenziati per meccanismo di crisi raggiunto allo SLV e corrispondente alla rottura a taglio ovvero al superamento della rotazione ultima alla corda del primo elemento strutturale.

**Tabella 10. Indicatori di rischio minimi allo SLV riferiti allo stato post intervento**

<b>Comb.</b>	<b><math>IR_{PGA,SLV}</math></b>
1 gruppo1	1.012
1 gruppo2	1.208
2 gruppo1	1.030
2 gruppo2	1.206
3 gruppo1	1.007
3 gruppo2	1.216
4 gruppo1	1.214
4 gruppo2	1.39
5 gruppo1	1.227
5 gruppo2	1.390
6 gruppo1	<b>1.005</b>
6 gruppo2	1.192
7 gruppo1	1.056
7 gruppo2	1.023
8 gruppo1	1.054
8 gruppo2	1.012

**Tabella 11. riepilogo della verifica di vulnerabilità sismica riferita allo stato post intervento del Corpo A**

<b>Stato limite</b>	<b>Comb.</b>	<b>Forze</b>	<b><math>IR_{PGA}</math></b>
Rottura a taglio di aste c.a.	6	Gruppo1	1.005
Rotazione alla corda SLV	6	Gruppo1	1.005

Alla luce dei risultati descritti in precedenza è possibile concludere che **gli interventi proposti nel presente lavoro garantiscono il conseguimento dell'adeguamento sismico del Corpo A ai sensi delle attuali NTC2008 raggiungendo un valore minimo dell'indicatore di rischio  $IR_{PGA,SLV}$  pari ad 1.005.**

## 15.4 Verifiche dei solai di piano

La verifica statica dei solai di piano è stata condotta sperimentalmente attraverso una prova di carico con materasso effettuata nel giorno 06/09/2017 su un campo di solaio del secondo impalcato del Corpo A individuato in Fig. 40.

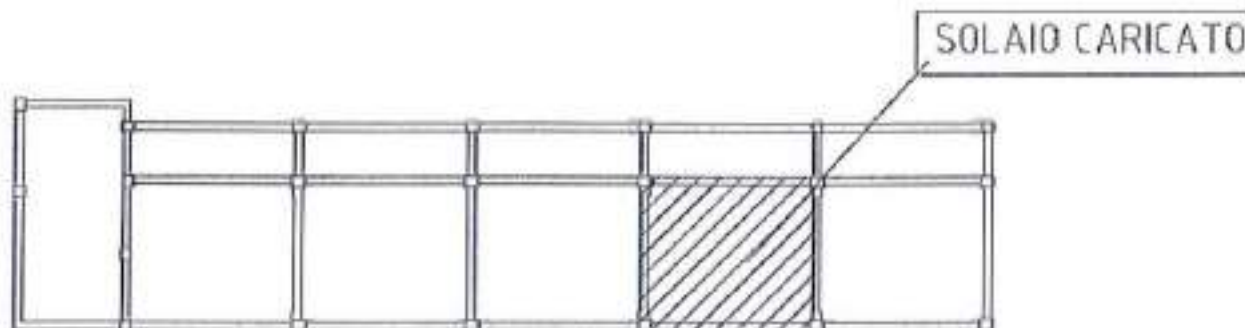


Fig. 39 Individuazione del campo di solaio al II impalcato sottoposto ad una prova di carico statica

Il solaio, delimitato da travi in c.a. di sezione 30x100 sul lato interno e 30x90 sul lato esterno, è realizzato con travetti gettati in opera con interposte pignatte in laterizio e caldana superiore in c.a. La sezione resistente di calcolo è costituita da una coppia di travetti a T presenti nella striscia di 1.0 m di solaio aventi ciascuno un'anima di base di larghezza 10 cm, altezza 20 cm ed ala superiore di larghezza pari a 50 cm e spessore 5 cm. La luce massima del campo di solaio, misurata rispetto agli assi baricentrici delle travi su cui poggia, è pari a 6.08 m.

La prova è stata effettuata applicando (simmetricamente rispetto alla mezzeria del solaio in questione) un carico uniformemente distribuito, ottenuto a mezzo di serbatoio flessibile (materasso) riempito gradualmente con acqua fino al raggiungimento del **carico di progetto  $q_d$**  (v. Fig. 40).



Fig. 40 Solaio di prova con dispositivo di carico



Le dimensioni in pianta del materasso privo di acqua sono pari a  $B=4.0$  m (lunghezza) e  $C=3.0$  m (larghezza), capace di raggiungere a pieno carico una altezza massima di 80 cm.

Gli abbassamenti del solaio sono stati monitorati mediante n. 5 trasduttori disposti al piano terra secondo lo schema mostrato in Fig. 39.



**Fig. 41** Disposizione e numerazione dei trasduttori posti al piano terra durante la prova di carico statica



Durante la prova sono stati applicati step di carico crescenti valutando ad ogni step gli abbassamenti del solaio in corrispondenza di ciascun trasduttore (v. Tabella 12). In particolare, il monitoraggio degli spostamenti dei trasduttori n. 4, 5 e 6 (v. Fig. 41) ha consentito di stimare l'effetto collaborante del solaio in direzione trasversale potendo così aggiornare iterativamente la quantità di acqua da fornire per lo step successivo, fino al raggiungimento del carico di progetto.

**Tabella 12. Abbassamenti solai registrati durante i vari step di carico considerati**

Step	Car. Nomin. [kg/mq]	TRAS.3 [mm]	TRAS.4 [mm]	TRAS.5 [mm]	TRAS.6 [mm]	TRAS.7 [mm]	temp.ra [°C]
Step 0 SCARICO 0%	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.90
Step 1 CARICO 25%	100	-0.10	-0.44	-0.38	-0.21	-0.15	27.20
Step 2 CARICO 50%	200	-0.23	-1.07	-0.87	-0.47	-0.37	27.80
Step 3 CARICO 75%	300	-0.24	-1.62	-1.26	-0.58	-0.46	28.00
Step 4 CARICO 100%	400	-0.23	-2.12	-1.59	-0.66	-0.38	28.30
Step 5 SCARICO 50%	200	-0.04	-1.20	-0.90	-0.31	-0.09	26.20
Step 6 SCARICO 0%	0	0.14	-0.11	-0.07	0.07	0.17	25.60

Il carico di progetto è stato assunto pari al carico di esercizio di 3.0kN/mq previsto dalle NTC2008 per edifici ad uso scuola (cat. C3) osservando che i carichi permanenti (massetti, pavimenti, intonaci, tramezzi, ecc...) erano già presenti all'atto della stessa prova.

Il massimo carico d'acqua Q fornito durante la prova è stato pari a 7000 lt (70kN), corrispondente ad un carico distribuito a mq pari a  $q_a = Q / (B \cdot C) = 5.83 \text{ kN/mq}$ .

Durante la prova è stato osservato un significativo effetto collaborante del solaio che ha indotto ad assumere cautelativamente una larghezza collaborante  $b'$  valutata con la seguente relazione:

$$\frac{(f_c + 2 \sum f_i) \cdot s}{f_c}$$

dove  $f_c$  è l'abbassamento letto sul trasduttore centrale,  $f_i$  gli abbassamenti dei trasduttori trasversali a quello centrale ed  $s=1.20 \text{ m}$  l'interasse fra i trasduttori trasversali.

Il valore della lunghezza collaborante così calcolata è risultato pari a  $b'=3.76 \text{ m}$ . Il carico  $q_a$  precedentemente ottenuto è stato quindi moltiplicato per il fattore  $C/b'=3.00/3.76 \approx 0.80$  per portare in conto l'effetto collaborante del solaio, ottenendo così un carico distribuito (corretto) pari a  $q'_a = q_a \cdot C/b' = 4.66 \text{ kN/mq}$ .

Vale la pena notare che lo schema di carico riprodotto durante la prova è quello mostrato in Fig. 42 (a) (Schema 1) mentre lo schema di carico teorico da riprodurre (carico uniformemente distribuito

sulla luce L) è quello mostrato in Fig. 42 (b), assumendo in entrambi i casi uno vincolo di doppio appoggio.

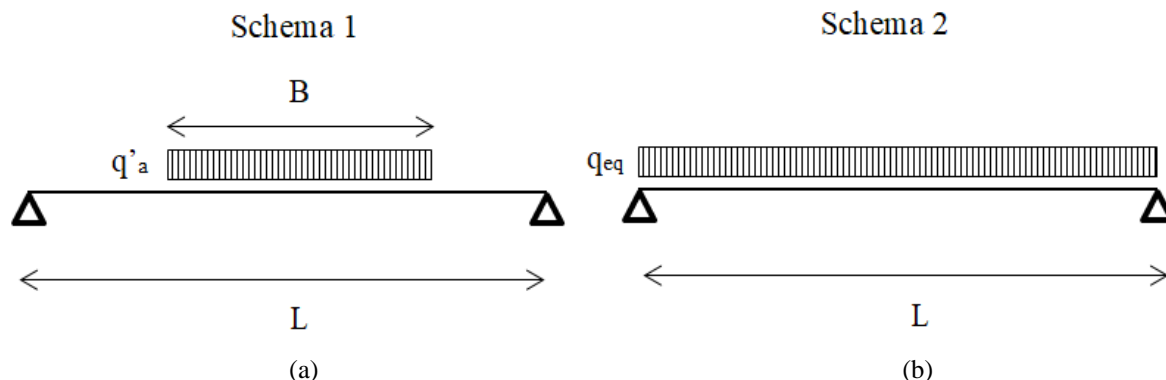


Fig. 42 (a) schema di carico da riprodurre; (b) schema di carico realizzato

La condizione di carico dello Schema 1 va quindi confrontata con quella dello Schema 2 attraverso l'eguaglianza del momento massimo.

In definitiva, utilizzando semplici relazioni di equilibrio, è stato possibile valutare il **carico equivalente di progetto  $q_{eq}$**  dello Schema 1 con la seguente relazione :

$$q_{eq} = q'_a (2LB - B) / L^2 = 4.11 \text{ kN/mq}$$

Vale la pena notare che il valore di  $q_{eq}$  così ottenuto **risulta superiore del 40%** circa a quello di esercizio previsto dalle NTC2008 per edifici ad uso scuola (3.0 kN/mq).

La massima freccia teorica  $f_{max}$  riferita allo schema 2 è valutabile con la seguente relazione ottenuta applicando le teorie classiche della Scienza delle Costruzioni:

$$f_{max} = \frac{q'_a B}{96 EJ} \left( 2L^3 - LB^2 + \frac{B^3}{4} \right)$$

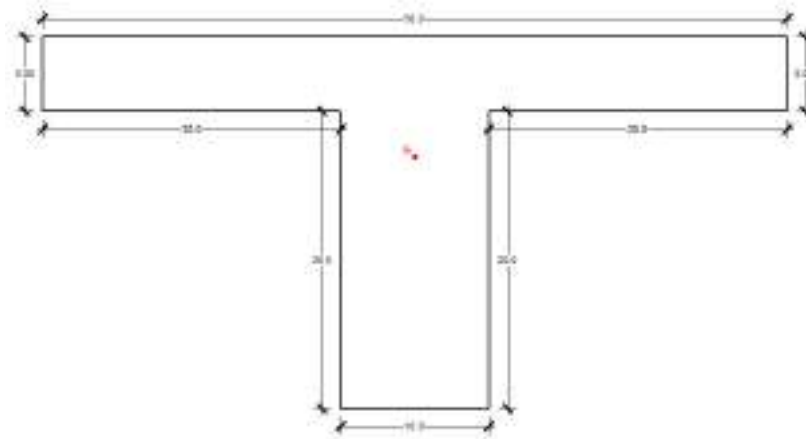
In particolare per la stima del fattore di rigidezza flessionale EJ sono stati assunti i seguenti valori:

- Modulo elastico del calcestruzzo valutato considerando una tensione media  $f_{cm} = 15 \text{ MPa}$  (v. par. 3.3.1) ed utilizzando la relazione 11.2.5 delle NTC2008:

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 24879 \text{ MPa}$$

- Inerzia valutata con riferimento al baricentro della sezione formata da **n. 2 travetti a T** ciascuno avente le dimensioni di seguito riportate:

$$J = 2 \times J_{\text{travetto}} = 53800 \text{ cm}^4$$



In definitiva il valore della freccia teorica riferita allo Schema 1 (v. Fig. 42 (a)) risulta pari a :

$$f_{\text{max,teorica}} = 2.38 \text{ mm}$$

Il valore massimo dell'abbassamento registrato in corrispondenza del sensore centrale è risultato pari a **2.12 mm** (v. Tabella 12), inferiore a quello atteso in relazione al modello di calcolo teorico dello Schema 1.

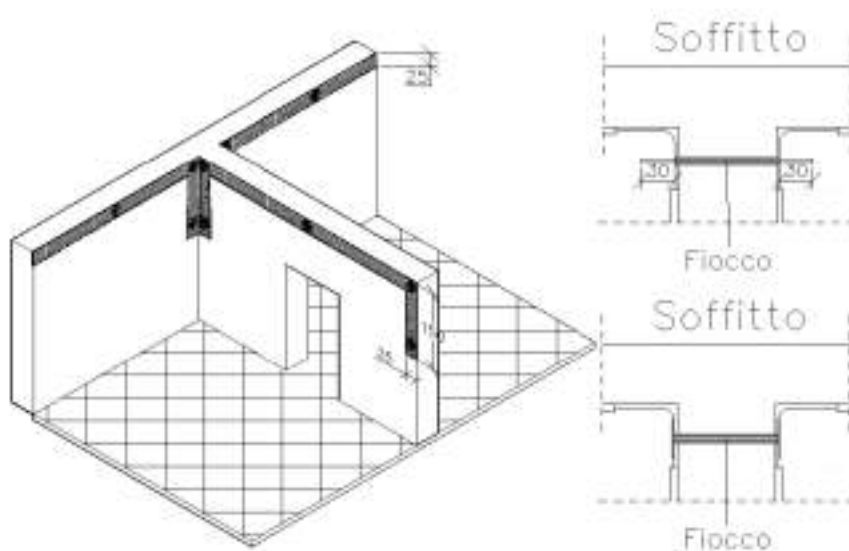
Tale aspetto, unitamente al completo ritorno elastico a valle della prova permettono di affermare l'esito positivo della prova e quindi **l'idoneità dei solai a sostenere carichi superiori almeno del 40% rispetto a quelli di esercizio previsti dalle attuali NTC2008.**

Per maggiori informazioni sulla procedura di prova si rimanda all'elaborato *B2 – report prova di carico su solaio Corpo A.*

### 15.5 Sistemi antiribaltamento per elementi secondari

Al fine di evitare indesiderati meccanismi di ribaltamento fuori dal piano di tamponature e tramezzature attualmente non inserite all'interno di telai in c.a. (v. Cap. 5) è necessario introdurre opportuni elementi di collegamento al paramento interno confinato dal telaio ovvero direttamente alla struttura in c.a.

In particolare lungo i bordi superiori delle tamponature/tramezzature è consigliabile applicare una rete a maglie quadrate in fibra di vetro opportunamente risvoltata agli angoli previa stesura di malta bicomponente (v. Fig (a)). Alternativamente è possibile sostituire la rete in fibra di vetro con angolari metallici opportunamente tassellati all'intradosso del solaio.



**Fig. 43 Proposta di intervento antiribaltamento delle tamponature/tramezzature esterne ai telai in c.a.**

Per quanto riguarda le tamponature di separazione fra il Corpo A ed il Corpo C, caratterizzate dalla presenza di pesanti cordoli in c.a., (v. Fig. 17) si consiglia una loro demolizione e sostituzione con nuove tamponature opportunamente vincolate ai telai in c.a. mediante soluzioni come quelle esposte in precedenza.

## 15.6 Giunti tecnici di separazione

Al fine di escludere il martellamento tra il Corpo A e le strutture poste in adiacenza (Corpo B e Corpo C) è necessario realizzare un giunto tecnico di ampiezza almeno pari a **10 cm** lungo l'intero sviluppo in elevazione delle strutture in questione (v. par. 4).

Il giunto di separazione tra il Corpo A ed il Corpo C potrà essere facilmente realizzato demolendo una fascia di 10-15 cm del solaio al sbalzo del Corpo C. Il giunto così realizzato andrà chiuso con un giunto strutturale a tenuta idoneo a sostenere i carichi verticali previsti in progetto.

Il giunto di separazione tra il Corpo A ed il Corpo B, invece, appare difficilmente realizzabile proponendo la sola demolizione del telaio di bordo del Corpo B con contestuale demolizione e ricostruzione del campo di solaio da esse portato (v. Fig. 10). Il principale limite di tale soluzione è fondamentalmente di natura statica. Il nuovo solaio, infatti, andrebbe realizzato secondo uno schema statico a sbalzo di luce significativa, pari ad almeno 2.0 m, a sua volta difficilmente collegabile al telaio interno del vano scala del Corpo B mediante semplici operazioni di inghisaggio. La soluzione dello schema a sbalzo è motivata dalle interferenze in fondazione (v. Fig. 9) e in elevazione (a causa della presenza dell'ascensore esterno), che portano ad escludere la possibilità di realizzare un nuovo telaio di bordo arretrato rispetto a quello da demolire.

Occorre valutare pertanto soluzioni alternative supportate da analisi costi-benefici, che tengano conto anche della vulnerabilità del Corpo B e dei costi da sostenere in ogni caso per garantire l'adeguamento sismico così come raggiunto per il Corpo A. Analisi preliminari condotte con il metodo dell'analisi dinamica lineare con fattore di struttura  $q (= 2.50)$  hanno evidenziato, infatti, una **significativa vulnerabilità del Corpo B allo SLV**, con un valore minimo dell'indicatore di rischio  $IR_{PGA,SLV}$  pari a **0.157**, confermando altresì una vulnerabilità ben superiore a quella attuale del Corpo A. Fig. 44 sintetizza l'esito della verifica di vulnerabilità del Corpo B, mostrando con mappatura di colore il valore dell'indice di rischio  $IR_{PGA,SLV}$  riferito a ciascun elemento strutturale. Il risultato trovato evidenzia la necessità di interventi diffusi ed invasivi per elevare il livello di sicurezza attuale del Corpo B, con costi che potrebbero risultare superiori a quelli della demolizione con contestuale ricostruzione dello stesso fabbricato in riduzione di volumetria proponendo altresì una ricollocazione ed ottimizzazione degli ambienti ad uso uffici/alule speciali del Corpo B all'interno Corpo C.

Desc.	Stato limite	Mod.	Comb.	PGA	PGA/PGAref	TR	(TR/TRref)^4/3
Tavola a "piacentino" 3° (30x 30)-2	Tegolo	0.383	SLV 3	0.099	0.39	73	7.389
Tavola a "piacentino" 2° 1-12	Placchino	0.133	SLV 12	0.09	0.137	13	0.194
Pilastro 2	Tegolo	0.334	SLV 26	0.096	0.339	89	6.38
Pilastro 1	Placchino	0.371	SLV 33	0.098	0.375	69	3.394

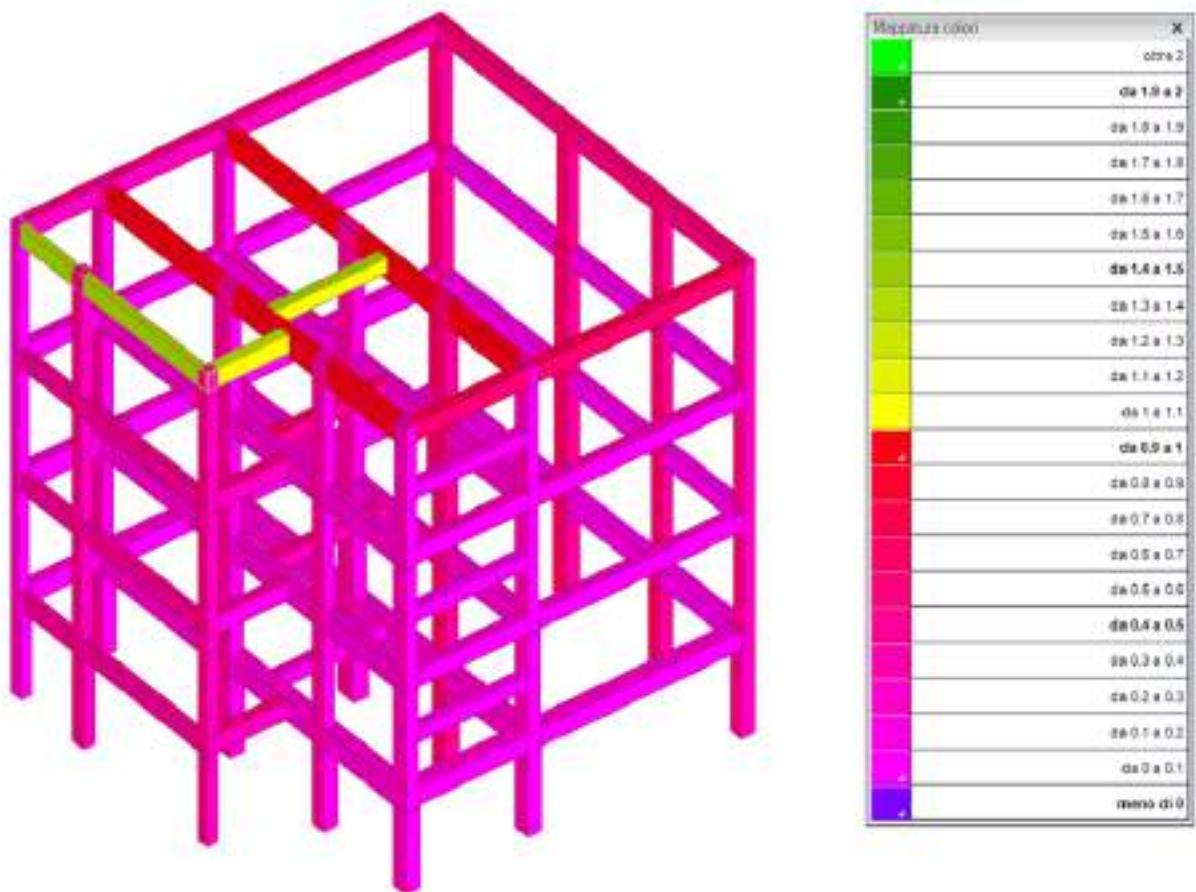


Fig. 44 Sintesi verifica di vulnerabilità Corpo B

## CONCLUSIONI

Nel presente lavoro è stato condotto uno studio finalizzato alla verifica di sicurezza e alla proposta di interventi di adeguamento sismico dell'edificio denominato Corpo A facente parte del complesso edilizio scolastico Ten. Rocco Davia sito nel Comune di Salandra.

Lo studio è stato condotto sviluppando un accurato modello numerico tridimensionale dell'edificio in questione, per analizzare il comportamento dell'edificio in condizioni statiche ed in presenza di sisma.

I risultati del lavoro svolto hanno evidenziato particolari criticità sia nei riguardi dei soli carichi verticali allo SLU che in condizioni sismiche allo SLV, tenuto conto dei livelli di sicurezza previsti dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008).

Allo stato attuale diverse travate non soddisfano le verifiche in condizioni statiche allo SLU. Inoltre il valore dell'indice di sicurezza globale  $IR_{PGA,SLV}$  (definito come rapporto tra la capacità e la domanda in termini di PGA) **risulta allo stato attuale pari a circa il 34%** del livello di sicurezza corrispondente all'adeguamento sismico previsto dalle NTC2008.

Le criticità emerse hanno suggerito opportuni interventi strutturali, il cui dimensionamento è stato condotto nel presente lavoro nel rispetto delle NTC2008. Gli interventi proposti mirano a garantire da un lato il completo soddisfacimento delle verifiche statiche nei riguardi degli SLU, e dall'altro lato conseguire un **adeguamento sismico** dell'edificio nei riguardi dello SLV.

Il principale intervento strutturale proposto prevede l'applicazione della tecnica CAM per rinforzare sia un selezionato numero di travi in c.a. e nodi esterni. Vale la pena osservare che allo stato attuale tutte le pilastrate risultano già rinforzati mediante una incamiciatura in c.a. e le verifiche condotte per tali elementi in condizioni sia statiche (allo SLU) che in presenza di azioni sismiche (allo SLV) risultano soddisfatte.

**Gli interventi proposti garantiscono il conseguimento dell'adeguamento sismico ai sensi delle attuali NTC2008, ottenendo un valore minimo dell'indice di sicurezza globale  $IR_{PGA,SLV}$  pari a circa 1.005, garantendo altresì il completo soddisfacimento anche delle verifiche statiche allo SLU.**