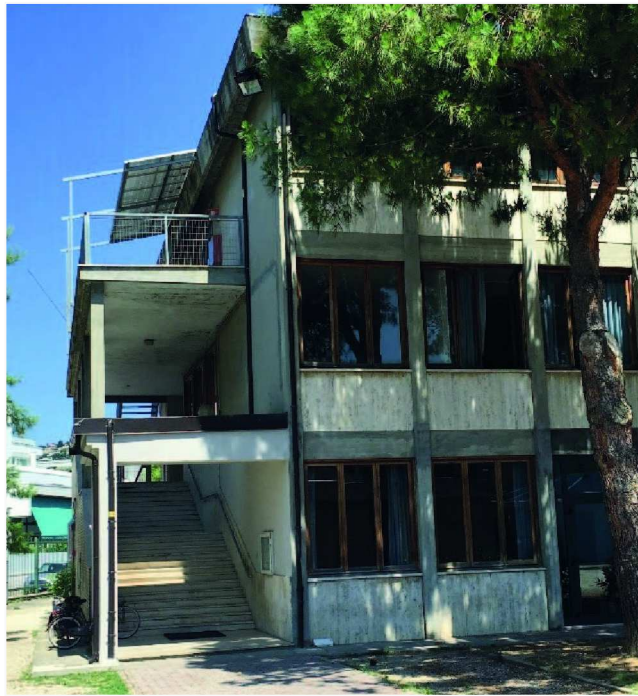




# COMUNE DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO

## RISTRUTTURAZIONE CON ADEGUAMENTO SISMICO ED EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DEL POLO SCOLASTICO DI VIA L. FERRI 1° STRALCIO: MIGLIORAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE



### PROGETTO ESECUTIVO

#### D CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

0	06/09/2016	EMISSIONE	G.STEFANIA	A.BALDUCCI	L.DEZI
Revisione	Data	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato
Il Progettista	 Via di Passo Varano, 306B - 60131 Ancona Tel: 071 2900501 - Fax: 071 2855024 e-mail: info@seitec-srl.it		Timbro e firma		
Il Responsabile del procedimento	Arch. Elio Rocco		Timbro e firma		

## Sommario

1	PREMESSA.....	1
1.1	Descrizione del Complesso Scolastico .....	2
1.2	Descrizione dell'intervento di miglioramento sismico .....	5
1.3	Criteri di calcolo e riferimenti normativi .....	9
1.3.1	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e delle verifiche condotte ai sensi delle norme vigenti .....	9
2	INDAGINI IN SITU .....	10
2.1	Livello di conoscenza .....	10
2.2	Interpretazione delle indagini in situ.....	11
3	RELAZIONE SUI MATERIALI .....	12
3.1	Materiali edifici esistenti .....	12
3.2	Materiali intervento di miglioramento sismico .....	12
3.2.1	Calcestruzzo per opere in fondazione .....	12
3.2.2	Calcestruzzo per opere in elevazione .....	13
3.2.3	Acciaio per armature c.a.....	13
4	DEFINIZIONE DELLE AZIONI .....	15
4.1	Analisi dei carichi .....	15
4.2	Azione sismica .....	17
4.3	Combinazioni delle azioni.....	22
5	RISULTATI VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA.....	24
6	MODELLI DI CALCOLO.....	25
7	METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA' .....	26
8	VERIFICA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO ALLO SLO .....	27
9	VERIFICHE ALLO SLV CORPI A E B .....	29
9.1	Verifica meccanismi duttili .....	29
9.2	Verifica meccanismi fragili.....	39
10	VERIFICHE ALLO SLV CORPO C.....	43
10.1	Verifica meccanismi duttili .....	43
10.2	Verifica meccanismi fragili.....	46

# CALCOLI ESECUTIVI DELLE STRUTTURE

## 1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo di miglioramento sismico del complesso scolastico di Via Ferri nel Comune di San Benedetto del Tronto, comprendente il corpo A denominato “Miscia”, il corpo B “Manzoni” e il corpo C “Palestra”. Tra i corpi A e C sono inoltre presenti due piccoli corpi aventi una sola elevazione.

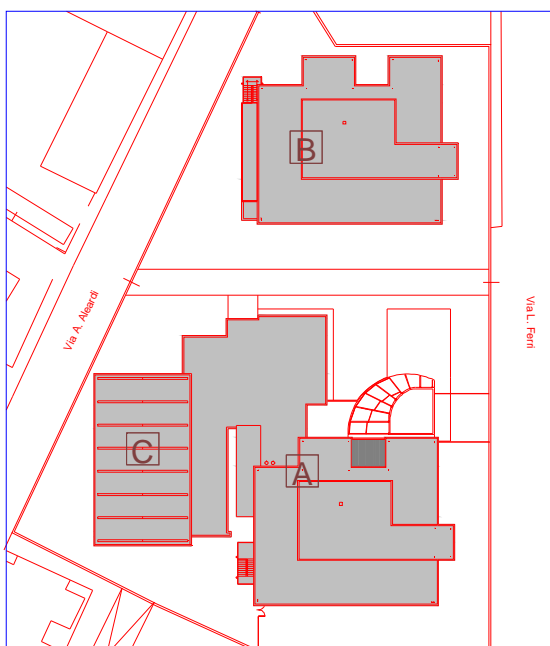


Figura 1 – Individuazioni corpi del complesso scolastico

Il complesso edilizio è stato oggetto di verifica di vulnerabilità sismica ad opera dell'Ing. Francesco D'Ercoli che ha eseguito il rilievo e le indagini di caratterizzazione dei materiali strutturali, calcestruzzo e acciaio.

Sul complesso scolastico in esame l'Amministrazione Comunale ha già in programma una serie di interventi sulle strutture, sulle componenti edilizie e sugli impianti, finalizzati all'adeguamento sismico ed efficientamento energetico del Polo Scolastico (scuola Manzoni, scuola Miscia e Palestra), che richiedono la completa disponibilità degli edifici e l'interruzione di ogni attività.

Tenuto conto dei risultati contenuti nella relazione di vulnerabilità sismica, che richiedono interventi urgenti e delle difficoltà di trasloco in altre sedi delle istituzioni scolastiche presenti, l'Amministrazione Comunale, sentiti anche i soggetti interessati (istituzione scolastica, comitato genitori, comitato di quartiere), ha deciso di eseguire immediatamente alcuni interventi strutturali mirati alla eliminazione delle principali vulnerabilità ed al conseguimento di un miglioramento sismico significativo.

In questa prima fase quindi per i corpi principali denominati A e B si prevede la realizzazione di due pareti accoppiate in c.a. in corrispondenza della prima campata adiacente rispettivamente alla

scala di sicurezza antincendio del Corpo A e alla scala di accesso del Corpo B nonché la chiusura di un vano finestra sulla parte di copertura rialzata, sempre con una parete in c.a., sul lato opposto a quello dei setti sul vano scala. Questi interventi consentono di conseguire un miglioramento della risposta dinamica della struttura con l'eliminazione dell'accoppiamento torsionale, la riduzione delle azioni taglianti sulle pareti esistenti e l'eliminazione della vulnerabilità sismica connessa alla rottura fragile dei pilastri tozzi presenti sulla parte di copertura rialzata.

Mentre per il corpo C palestra si prevede la realizzazione di quattro pareti in c.a. in direzione longitudinale, due su ciascun lato e precisamente nella prima ed ultima campata, al fine di eliminare la vulnerabilità a taglio dei pilastri corti di facciata.

### 1.1 Descrizione del Complesso Scolastico

Il complesso scolastico di Via Ferri nel Comune di San Benedetto del Tronto è composto dai corpi principali A e B e dalla palestra denominato Corpo C. Sono inoltre presenti dei fabbricati ad una sola elevazione tra i corpi A e C.

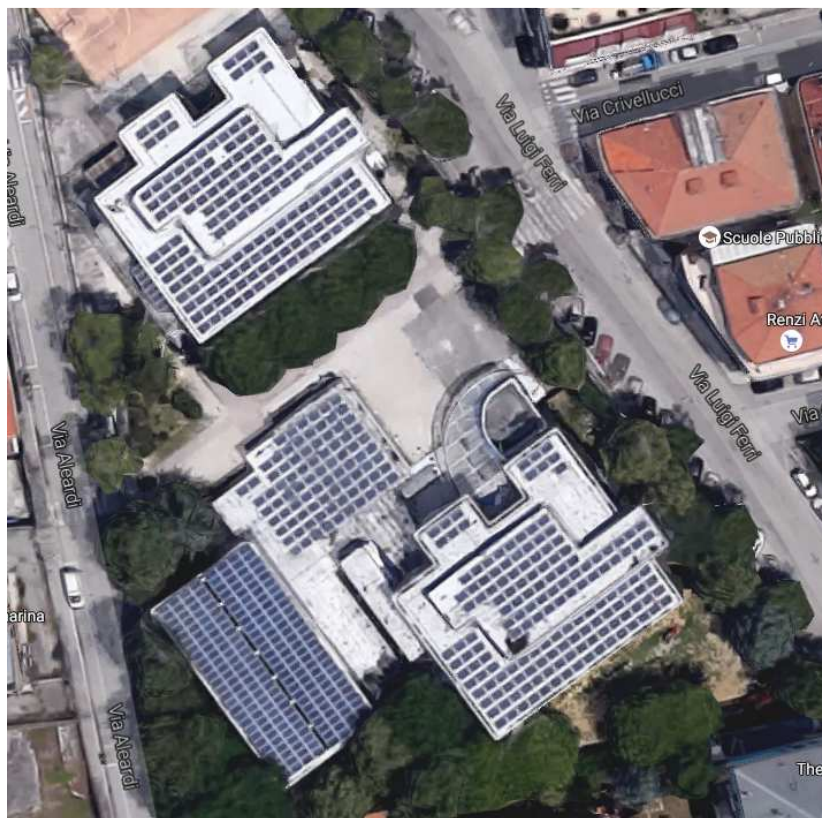


Figura 2 – Vista aerea del complesso scolastico

Tutti gli edifici sono realizzati con struttura intelaiata in calcestruzzo armato, il progetto è datato 1982 e la costruzione è stata completata nei primi anni ottanta.

Il Corpo A presenta una forma irregolare e si estende per tre piani fuori terra. Le sue dimensioni massime in pianta sono 27,20 x 24,90 m. La struttura portante è costituita da travi emergenti

perimetrali e travi a spessore di solaio interne e da pilastri rettangolari e circolari con dimensioni variabili in base al carico agente. Gli impalcati di piano sono del tipo latero-cementizio di spessore 20+4 cm. La copertura è piana ed è caratterizzata da una zona centrale rialzata di circa un metro rispetto alle zone perimetrali. Nella zona di intersezione tra i due impalcati di copertura si individuano chiaramente dei pilastri tozzi. La scala è realizzata con solette rampanti in c.a. di spessore 15 cm ordite sulle travi di piano e sul setto in c.a. di spessore 20 cm a forma di C. Sul lato opposto della scala sono presenti due pareti in c.a. sempre di spessore 20 cm. La fondazione del fabbricato è di tipo superficiale costituita perimetralmente e in corrispondenza delle pareti in c.a. da travi rovesce mentre internamente sono presenti plinti collegati principalmente in una sola direzione.

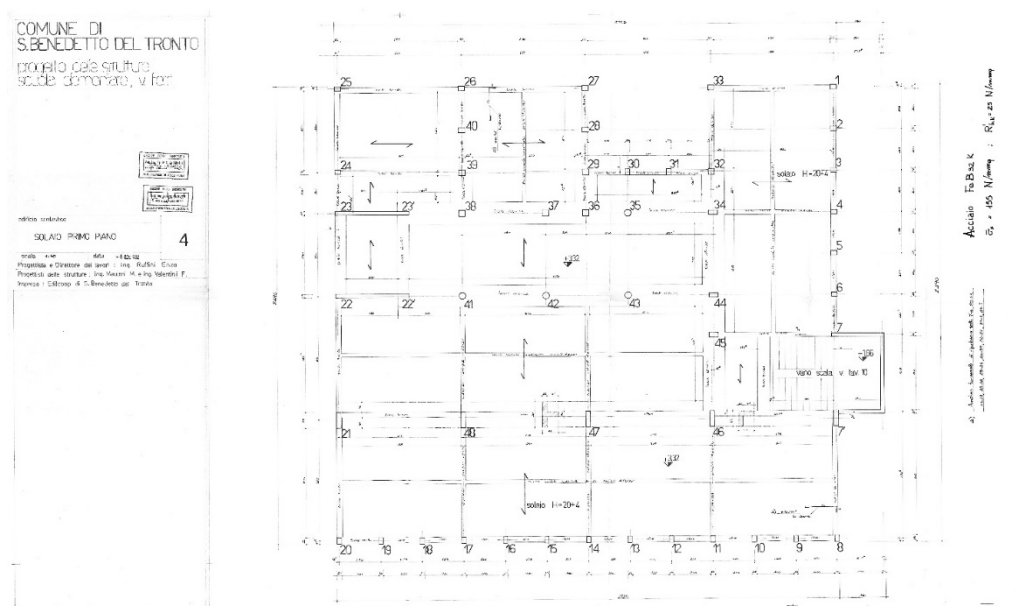


Figura 3 – Tavola progetto originario- Carpenteria piano primo

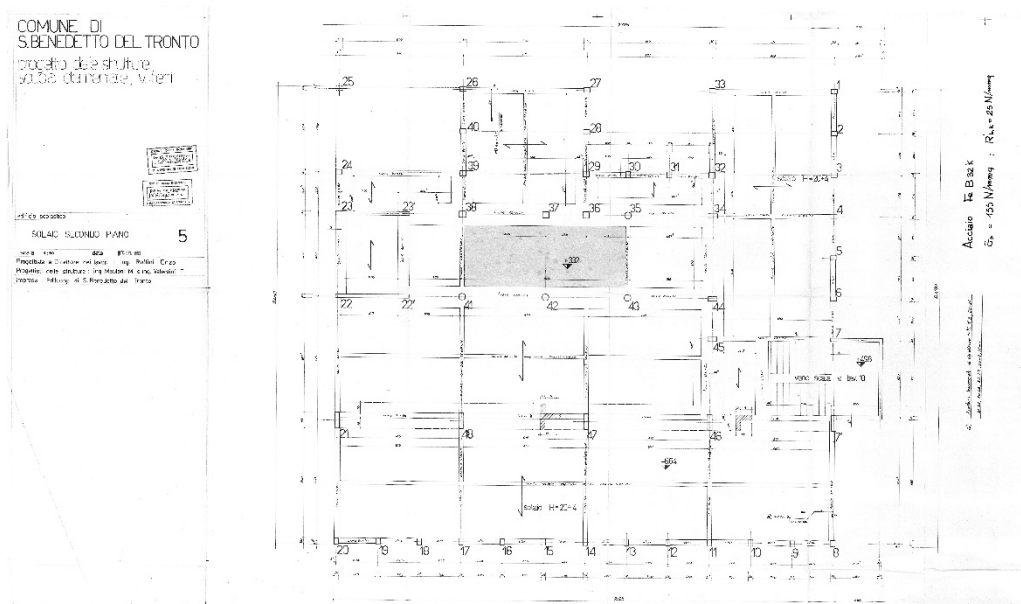


Figura 4 – Tavola progetto originario- Carpenteria piano secondo



Il Corpo B presenta la stessa struttura portante del Corpo A. Sul lato Ovest del Corpo B è presente una scala di ingresso separata da un giunto di costruzione non adeguato sismicamente.

Il Corpo C Palestra è un edificio rettangolare ad un'unica elevazione di dimensioni 13,80 x 26,00 m. In fabbricato è costituito da due file di pilastri di dimensioni 30x60 cm posti con interasse longitudinale di 3,70 m, travi longitudinali di dimensioni 60x20 cm e travi trasversali con altezza variabile da 80 a 125 cm su cui è ordito il solaio di copertura di tipo latero cementizio di spessore 16+4 cm. La tamponatura perimetrale è costituita da una fodera esterna di mattoni pieni e da una interna realizzata presumibilmente con forati pesanti. Sulle facciate longitudinali la tamponatura si interrompe in sommità per la presenza delle finestre a nastro continue. Questa configurazione individua dei pilastri corti potenzialmente vulnerabili per le azioni di taglio. Mentre sulle tamponature delle facciate trasversali nel 2010 è stato eseguito un intervento di rinforzo; in particolare sul lato interno sono stati realizzati 3 pilastri intermedi in c.a. di dimensione 30x20 cm, a interasse costante di circa 2,95 m, e un cordolo centrale di dimensioni 20x30 cm. Tutti i nuovi elementi sono stati ancorati con inghisaggi chimici a quelli esistenti.

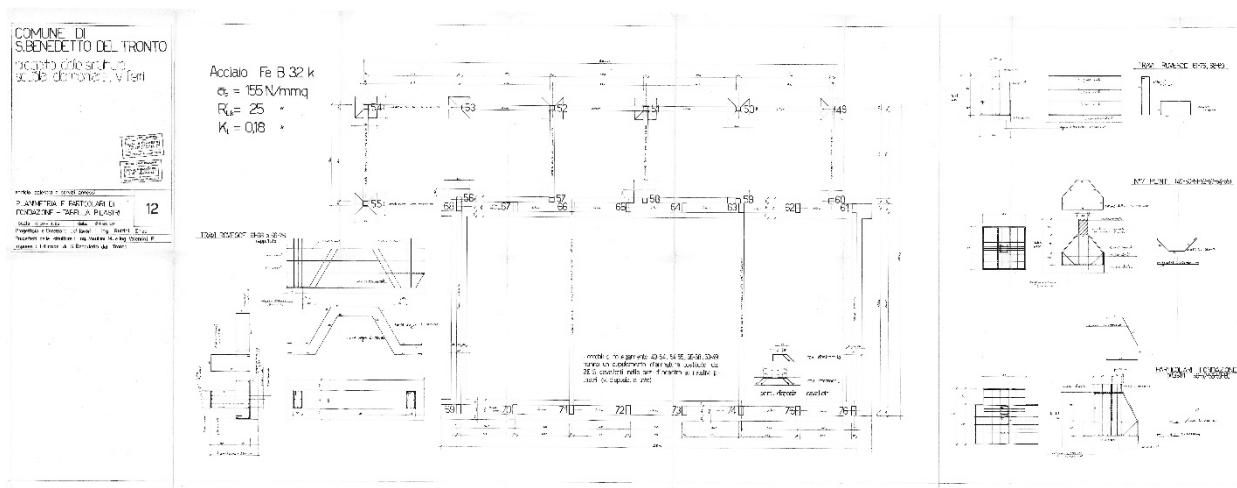


Figura 5 – Tavola progetto – Carpenteria fondazione Corpo C

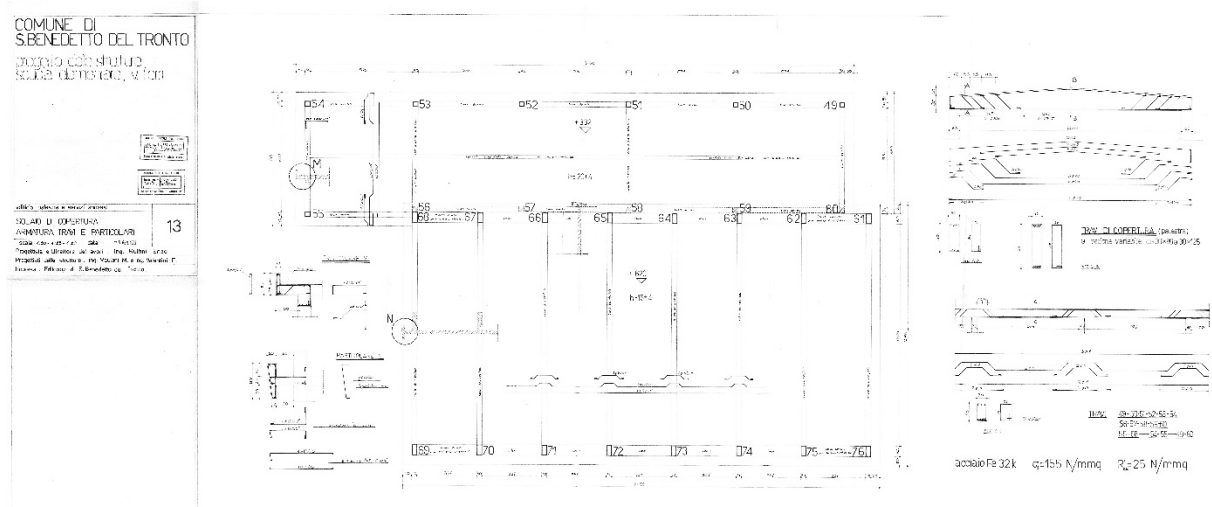


Figura 6 – Tavola progetto – Carpenteria copertura Corpo C

## 1.2 Descrizione dell'intervento di miglioramento sismico

L'intervento di miglioramento sismico previsto in per questa prima fase dei lavori ha lo scopo di regolarizzare il comportamento dinamico dei fabbricati e di eliminare le vulnerabilità più accentuate.

In particolare per i corpi A e B si prevede di realizzare due pareti accoppiate in c.a. dello spessore di 30 cm collocare all'angolo Sud-Ovest e precisamente in corrispondenza della prima campata trasversale adiacente rispettivamente alla scala di sicurezza antincendio del Corpo A e alla scala di accesso del Corpo B. In questo modo viene compensata la presenza della parete trasversale del nucleo in c.a. a forma di C che sorregge la scala interna regolarizzando il comportamento dinamico. Inoltre viene realizzata una trave parete trasversale, sempre sul lato opposto alla scala, chiudendo una delle aperture presenti in corrispondenza del salto di quota dei solai di copertura per eliminare la vulnerabilità dovuta alle rotture fragili dei pilastrini tozzi.

Nelle immagini seguenti è possibile individuare gli interventi previsti per i corpo principali A e B:

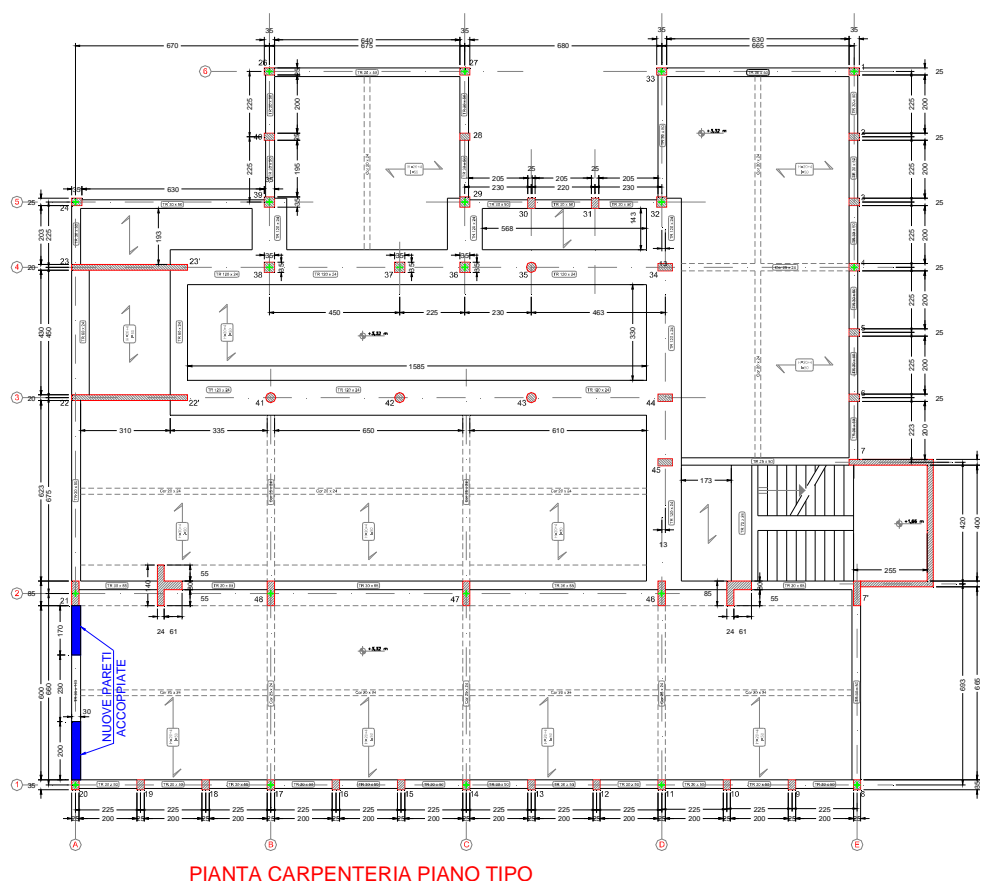
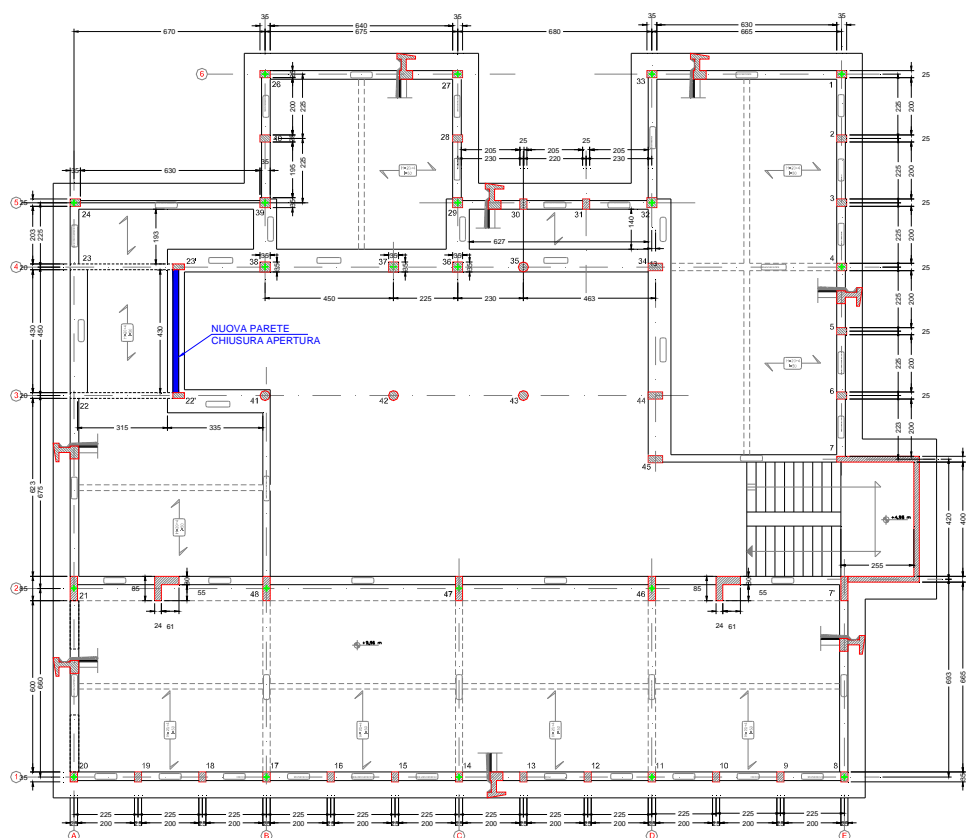


Figura 7 – Intervento Corpi A e B



PIANTA CARPENTERIA PIANO COPERTURA - quota +9,96

Figura 8 – Intervento in copertura Corpi A e B

Le nuove pareti in c.a. vengono collegate ai pilastri laterali con barre di acciaio inghisate con resine epossidiche mentre in corrispondenza delle travi il collegamento viene realizzato inserendo barre di acciaio di diametro 30 mm in fori verticali di diametro circa 45 - 50 mm, eseguiti con la carotatrice, e con la successiva sigillatura del foro con malta colabile reoplastica, a ritiro compensato e ad alta resistenza. Inoltre in corrispondenza degli impalcati a quota 3,32 m e 6,64 m vengono rinforzate le travi di piano realizzando cordoli all'intradosso e all'estradosso delle stesse. Infine per garantire il vincolo di incastro alla base delle nuove pareti viene realizzata una robusta trave rovescia di altezza 1,00 m e lunghezza 8,50 che si collega ai cordoli e al plinto esistenti.



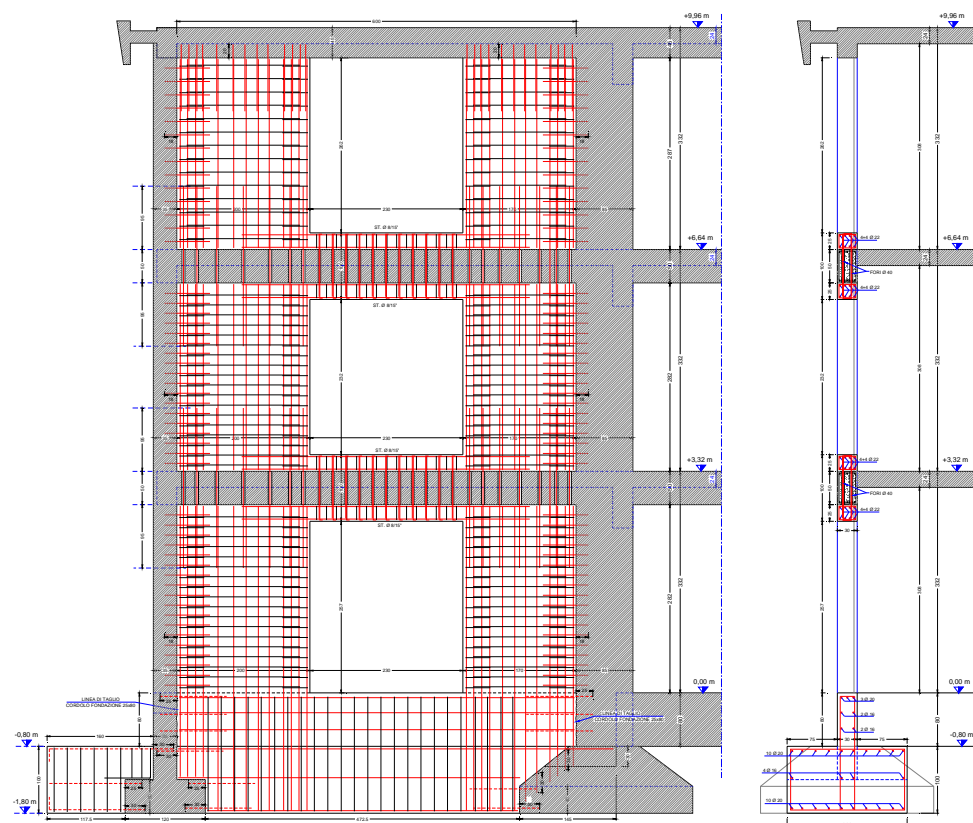


Figura 9 – Carpenteria pareti accoppiate

La trave parete in c.a. realizzata in copertura è di spessore 20 cm ed è collegata alle travi e ai pilastri laterali con barre di acciaio inghisate con resine epossidiche.

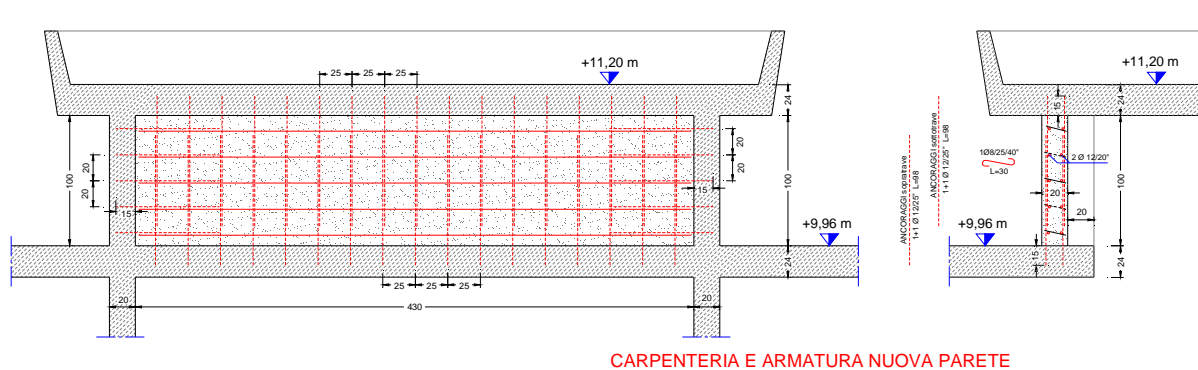


Figura 10 – Carpenteria trave parete di copertura

L'intervento di miglioramento sismico progettato per il Corpo C (Palestra) prevede in questa fase l'eliminazione dei meccanismi fragili dovuti ai pilastri corti presenti nella direzione longitudinale. Ciò si consegue mediante la realizzazione di quattro pareti in c.a. di spessore 25 cm collocate alle estremità dei due lati lunghi del fabbricato.

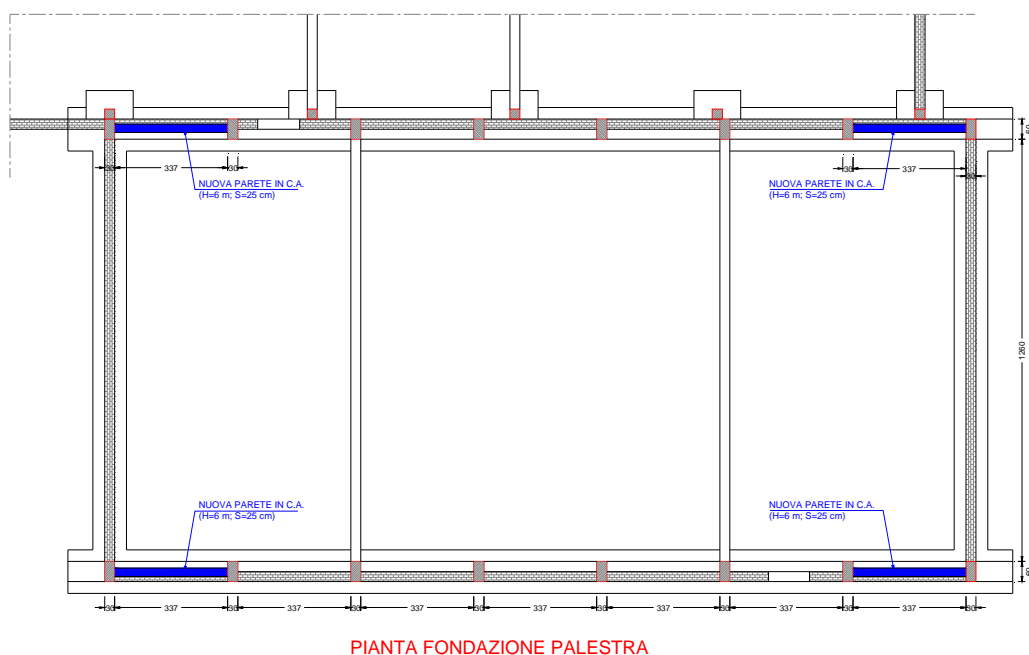


Figura 11 – Intervento Corpo C

Le pareti vengono realizzate eliminando la fodera interna di tamponatura. I nuovi elementi in c.a. vengono collegati alla fondazione, alle travi e ai pilastri esistenti con barre inghisate con ancoraggi chimici.

### 1.3 Criteri di calcolo e riferimenti normativi

Le analisi e le verifiche di miglioramento sismico dell'intero complesso ospedaliero, vengono effettuate con il metodo semiprobabilistico agli stati limite, assumendo le azioni e le combinazioni previste dalle NTC 2008.

Le normative di riferimento sono:

- D.M. 14 gennaio 2008 recante “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 recante “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»”;
- CNR 10016/2000: Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni;
- Eurocodice 3: UNI EN 1993-1-1/2 agosto 2005 “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- EN15129:2009: “Anti-seismic devices”.

#### 1.3.1 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati e delle verifiche condotte ai sensi delle norme vigenti

Il software di calcolo utilizzato è **SAP2000NL**, uno tra i programmi scientifici per il calcolo strutturale ritenuto di sicura affidabilità.

Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate.

Si è provveduto, così come prescritto dal paragrafo 10.2 del D.M. 14 Gennaio 2008, a valutazioni semplificate in merito ai risultati dell'analisi, volte a stabilire se i risultati della stessa fossero o meno accettabili, che hanno dato esito positivo.

## 2 INDAGINI IN SITU

Le proprietà meccaniche dei materiali da utilizzare nelle analisi e i dettagli costruttivi degli elementi strutturali discendono dalle indagini eseguite in occasione della verifica sismica eseguita dall'Ing. Francesco D'Ercoli nel 2015.

### 2.1 Livello di conoscenza

Per la verifica degli edifici esistenti le norme tecniche prevedono la definizione di tre differenti livelli di conoscenza e di tre diversi fattori di confidenza. Questi sono determinabili in base agli approfondimenti effettuati durante le fasi conoscitive dell'oggetto di verifica (analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali). La quantità e la qualità dei dati acquisiti determinano il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali per le verifiche di sicurezza.

I *livelli di conoscenza*, riguardanti i diversi parametri coinvolti nel modello, quali geometria, dettagli costruttivi e materiali, sono così definiti:

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

I correlati *fattori di confidenza* sono da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Nella tabella che segue vengono riportati i *Livelli di Conoscenza*, in funzione delle informazioni disponibili, i metodi di analisi ammessi ed i valori dei *Fattori di Confidenza* per edifici in c.a.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva sui livelli di rilievo dei dettagli costruttivi e sulla quantità di prove sui materiali per edifici in c.a..

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

La definizione del livello di conoscenza da utilizzare per redigere il progetto di miglioramento in oggetto, discende dalle indagini eseguite in occasione della verifica sismica del complesso scolastico.

Durante la valutazione della vulnerabilità sismica è stata eseguita una campagna di indagine mirata al raggiungimento di un livello di conoscenza LC2 *Conoscenza Adeguata* a cui corrisponde un fattore di confidenza FC pari a 1,2. Complessivamente sono state prelevate 18 carote a 6 spezzoni di barre di armatura.

## 2.2 Interpretazione delle indagini in situ

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono comuni a tutti i fabbricati in quanto sono stati realizzati tutti nello stesso periodo.

### Calcestruzzo

Calcestruzzo esistente			
$f_{cm}$	19.71	Mpa	Resistenza media a compressione cilindrica
$f_{ctm}$	2.19	Mpa	Resistenza media a trazione
$f_{ctm}$	2.63	Mpa	Resistenza media a trazione per flessione
$E_{cm}$	26966.75	Mpa	Modulo elastico medio
FC	1.2	-	Fattore di confidenza
$\gamma_c$	1.5	-	Coefficiente di sicurezza

### Acciaio per armature

Acciaio per calcestruzzo esistente			
$f_{ym}$	298.37	Mpa	Valore snervamento medio
$f_{tm}$	410.2	Mpa	Resistenza a rottura medio
$E_s$	210000	Mpa	modulo elastico
FC	1.2	-	Fattore di confidenza
$\gamma_s$	1.15	-	Coefficiente di sicurezza

### 3 RELAZIONE SUI MATERIALI

#### 3.1 Materiali edifici esistenti

##### Calcestruzzo

	Livello di conoscenza LC3 FC = 1,00
Resistenza cilindrica a compressione	$f_c = \frac{f_{cm}}{FC} = \frac{19,71}{1,2} = 16,42 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto allo slu	$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_c}{\gamma_c} = 9,31 \text{ N/mm}^2$

Il modulo di elasticità E impiegato nelle analisi è stata distinto per le travi e i pilastri per tener conto del diverso grado di fessurazione che caratterizza questi elementi:

$$E_{c,tr} = 0,6 \cdot E = 16180 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c,pil} = 0,75 \cdot E = 20225 \text{ N/mm}^2$$

##### Acciaio per armature

	Livello di conoscenza LC3 FC = 1,00
Snervamento	$f_y = \frac{f_{ym}}{FC} = 248,64 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di progetto allo slu	$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_s} = 216,21 \text{ N/mm}^2$

#### 3.2 Materiali intervento di miglioramento sismico

##### 3.2.1 Calcestruzzo per opere in fondazione

Per le opere di fondazione in c.a. si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe “**C 25/30**” ( $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ ); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali:

- modulo elastico E  $= 31447 \text{ N/mm}^2$
- res. cil. compressione  $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$

stati limite ultimi:

- coeff. materiale slu  $\gamma_c = 1,5$
- res. progetto s.l.u.  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,60 \text{ N/mm}^2$



$$\text{tens. max s.l.u.} = 0,85 \cdot f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

La classe di esposizione prescritta è la **XC2** a cui corrisponde un rapporto acqua cemento pari a 0,60 con un minimo contenuto in cemento di 300 Kg/mc. La classe di consistenza prevista è la S4, il diametro massimo degli inerti Dmax è pari a 25 mm mentre il copriferro minimo è di 25 mm.

### 3.2.2 Calcestruzzo per opere in elevazione

Per le pareti in c.a. si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "**C 28/35**" ( $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ ); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche generali:

$$\begin{aligned} \text{modulo elastico } E &= 32588 \text{ N/mm}^2 \\ \text{res. cil. compressione } f_{ck} &= 0,83 \cdot R_{ck} = 29,05 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

stati limite ultimi:

$$\begin{aligned} \text{coeff. materiale slu } \gamma_c &= 1,5 \\ \text{res. progetto s.l.u. } f_{cd} &= \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 19,37 \text{ N/mm}^2 \\ \text{tens. max s.l.u.} &= 0,85 \cdot f_{cd} = 16,46 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La classe di esposizione prescritta è la **XC3** a cui corrisponde un rapporto acqua cemento pari a 0,55 con un minimo contenuto in cemento di 320 Kg/mc. La classe di consistenza prevista è la S4, il diametro massimo degli inerti Dmax è pari a 25 mm mentre il copriferro minimo è di 25 mm.

### 3.2.3 Acciaio per armature c.a.

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** controllate in stabilimento, pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

Caratteristiche meccaniche:

$$\begin{aligned} \text{modulo elastico } E &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\ \text{resistenza. trazione } f_{tk(min)} &= 540 \text{ N/mm}^2 \\ \text{snervamento } f_{yk(min)} &= 450 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Allungamento minimo a rottura} &= 7,5\% \\ \text{rapporto minimo } f_t/f_y &= 1,15 \\ \text{rapporto massimo } f_t/f_y &= 1,35 \end{aligned}$$

stati limite ultimi

- coeff. materiale  $\gamma_s$  =1,15
- res. progetto s.l.u.  $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ N/mm}^2$

stati limite di esercizio

- coeff. materiale  $\gamma_s$  =1.0
- tens. progetto sle- az. Rare  $0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

Le armature da porsi in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto di fusione.

## 4 DEFINIZIONE DELLE AZIONI

### 4.1 Analisi dei carichi

Per ogni elemento strutturale si determinano le azioni permanenti (“**G<sub>1</sub>**”: permanenti strutturali; “**G<sub>2</sub>**”: permanenti non strutturali) e le azioni variabili (valori caratteristici “**Q<sub>k</sub>**”).

#### Azioni permanenti

##### CARICO TIPO 1: solaio piano tipo corpi A e B (H=20+4 cm)

<b>G1: Peso proprio solaio</b>	<b>= 2,70 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
- Intonaco	= 0,20 (kN/m <sup>2</sup> )
- Massetto + pavimento	= 1,80 (kN/m <sup>2</sup> )
- Tramezzi	= 1,20 (kN/m <sup>2</sup> )
<b>G2: Carico permanente</b>	<b>= 3,20 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

##### CARICO TIPO 2: solaio copertura corpo A e B (H=20+4 cm)

<b>G1: Peso proprio solaio</b>	<b>= 2,70 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
- Intonaco	= 0,20 (kN/m <sup>2</sup> )
- Mass. pendenze+ guaina imper. + fotovoltaico	= 2,30 (kN/m <sup>2</sup> )
<b>G2: Carico permanente</b>	<b>= 2,50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

##### CARICO TIPO 2: solaio copertura corpo C (H=16+4 cm)

<b>G1: Peso proprio solaio</b>	<b>= 2,30 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
- Intonaco	= 0,20 (kN/m <sup>2</sup> )
- Guaina impermeabilizzante + fotovoltaico	= 1,30 (kN/m <sup>2</sup> )
<b>G2: Carico permanente</b>	<b>= 1,50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

##### CARICO TIPO 3: scale

<b>G1: p.p. soletta e scalini</b>	<b>=6,50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>G2: carico permanente</b>	<b>=3,50 (kN/m<sup>2</sup>)</b>

CARICO TIPO 4: tamponatura esterna

**G2: carico permanente** **= 3,00 (kN/m<sup>2</sup>)**

CARICO TIPO 5: cornicione e velette

**G2: carico permanente** **= 4,50 (kN/ml)**

**Azioni variabili – valori caratteristici  $Q_k$** 

L'edificio, essendo una scuola, ricade nella categoria degli edifici con ambienti suscettibili ad affollamento (Cat. C1), pertanto per i piani si assume il sovraccarico di esercizio:

$$Q=3,0 \text{ kN/m}^2$$

Per le scale (Cat. C2) si assume il sovraccarico di esercizio:

$$Q=4,0 \text{ kN/m}^2$$

Per le coperture si assume il sovraccarico di esercizio per la sola manutenzione (Cat. H):

$$Q=0,5 \text{ kN/m}^2$$

Mentre il carico della neve per fabbricati con altezza sul livello del mare inferiore a 200 m s.l.m. (Comune di San Benedetto del Tronto) è pari a:

$$Q=0,80 \text{ kN/m}^2$$

determinato come segue (punto 3.4.2 NTC):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

**Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma**

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

$C_E$  (coefficiente di esposizione) =1

$C_T$  (coefficiente termico) =1

## 4.2 Azione sismica

Per la valutazione delle azioni sismiche, si assume una vita nominale:

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

equivalente alla vita residua della struttura alla data odierna indicata dalle normative nazionali e regionali.

La classe d'uso assunta per il complesso è la **III** (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi) da cui discende un valore del coefficiente d'uso pari a:

$$C_U = 1,5$$

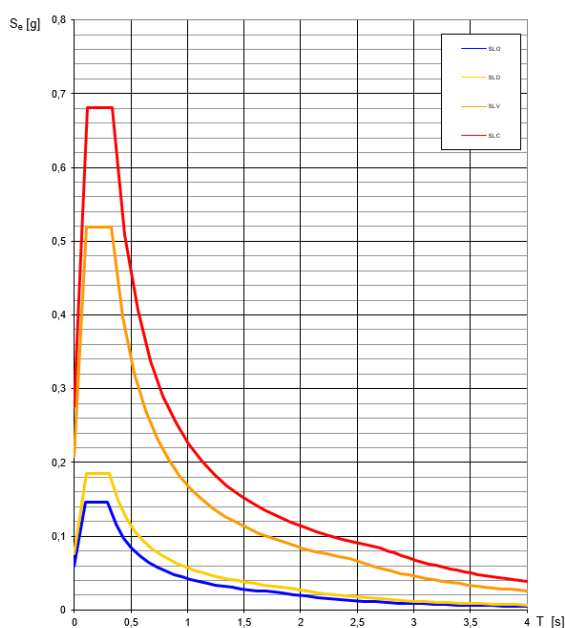
Pertanto il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \text{ anni}$$

In merito alla categoria di sottosuolo, si fa riferimento alla relazione geologica redatta nel mese di luglio 2012 dal Dott. Geol. Stefano Taffoni da cui si evince che quella di riferimento è la **C** (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero  $15 < N_{SPT,30} < 50$  nei terreni a grana grossa e  $70 < C_{u,30} < 250$  kPa nei terreni a grana fina)). La condizione topografica del sito è la T1 (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ).

Gli spettri di risposta elastici di riferimento, relativi alle coordinate geografiche del sito e definiti su terreno di categoria A e condizione topografica T1, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento relativo a ciascuno dei 4 stati limite previsti dalle NTC, sono riportati nel diagramma seguente.

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



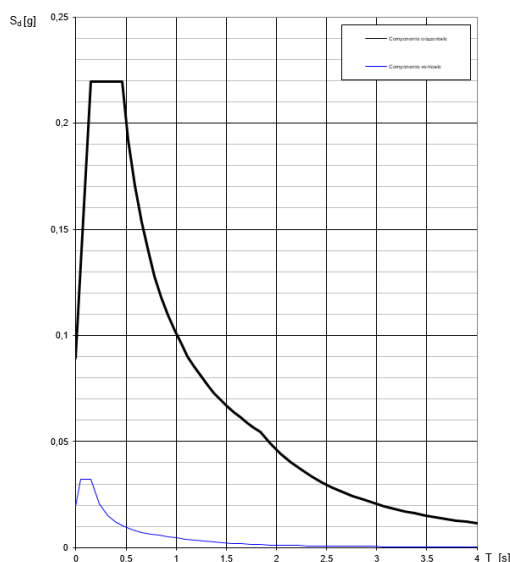
SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,060	2,458	0,290
SLD	75	0,076	2,437	0,308
SLV	712	0,209	2,487	0,326
SLC	1462	0,276	2,468	0,334

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio, trattandosi di una costruzione con classe d'uso III, devono essere eseguite le verifiche in termini di spostamento allo SLO.

Per quanto concerne gli stati limite ultimi, conducendo l'analisi dinamica lineare deve essere definiti sia lo spettro con fattore di struttura  $q$ .

Spettro di progetto per lo stato limite di operatività: SLO

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLO



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
$a_g$	0,060 g
$F_a$	2,458
$T_c^*$	0,290 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,580
$S_T$	1,000
$q$	1,000

Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,153 s
$T_C$	0,458 s
$T_D$	1,838 s

	$T[s]$	$Se[g]$
$T_B$ $T_C$	0	0,089
	0,153	0,219
	0,458	0,219
	0,524	0,192
	0,59	0,171
	0,655	0,153
	0,721	0,139
	0,787	0,128
	0,852	0,118
	0,918	0,11
$T_D$	0,984	0,102
	1,05	0,096
	1,115	0,09
	1,181	0,085
	1,247	0,081
	1,312	0,077
	1,378	0,073
	1,444	0,07
	1,51	0,067
	1,575	0,064
$T_D$	1,641	0,061
	1,707	0,059
	1,772	0,057
	1,838	0,055
	1,941	0,049
	2,044	0,044
	2,147	0,04
	2,25	0,037
	2,353	0,033
	2,456	0,031
$T_D$	2,559	0,028
	2,662	0,026
	2,765	0,024
	2,868	0,022
	2,971	0,021
	3,073	0,02
	3,176	0,018
	3,279	0,017
	3,382	0,016
	3,485	0,015
$T_D$	3,588	0,014
	3,691	0,014
	3,794	0,013
	3,897	0,012
	4	0,012

$T[s]$	$Se[g]$
1,247	0,081
1,312	0,077
1,378	0,073
1,444	0,07
1,51	0,067
1,575	0,064
1,641	0,061
1,707	0,059
1,772	0,057
1,838	0,055
1,941	0,049
2,044	0,044
2,147	0,04
2,25	0,037

$T[s]$	$Se[g]$
2,353	0,033
2,456	0,031
2,559	0,028
2,662	0,026
2,765	0,024
2,868	0,022
2,971	0,021
3,073	0,02
3,176	0,018
3,279	0,017
3,382	0,016
3,485	0,015
3,588	0,014
3,691	0,014

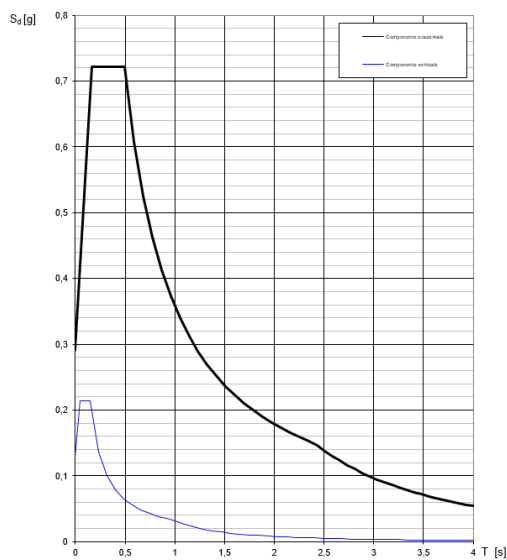
$T[s]$	$Se[g]$
3,794	0,013
3,897	0,012
4	0,012

Per quanto riguarda lo SLV vengono definiti lo spettro elastico, lo spettro con fattore di struttura  $q=3$  impiegato per le verifiche dei meccanismi duttili e quello con fattore di struttura  $q=1,5$  impiegato per le verifiche dei meccanismi fragili.



Spettro elastico per lo stato limite ultimo: SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



## Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,209 g
$F_g$	2,487
$T_C$	0,326 s
$S_S$	1,388
$C_C$	1,520
$S_T$	1,000
$q$	1,000

## Parametri dipendenti

$S$	1,388
$\eta$	1,000
$T_B$	0,165 s
$T_C$	0,495 s
$T_D$	2,436 s

$T[s]$	$Se[g]$
0	0,29
$T_B$	0,165
$T_C$	0,495
0,588	0,608
0,68	0,525
0,773	0,462
0,865	0,413
0,957	0,373
1,05	0,34
1,142	0,313
1,235	0,289
1,327	0,269
1,419	0,252
1,512	0,236

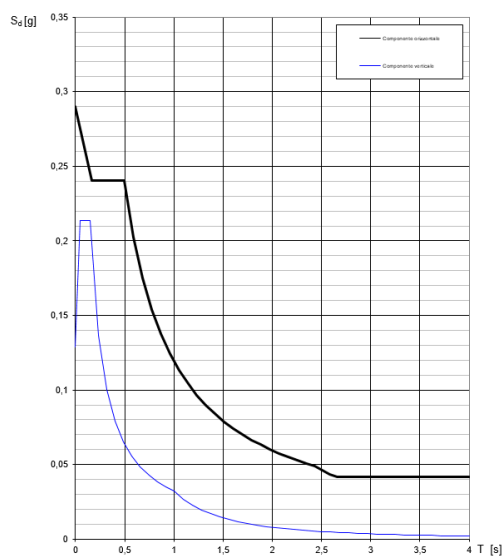
$T[s]$	$Se[g]$
1,604	0,223
1,697	0,211
1,789	0,2
1,881	0,19
1,974	0,181
2,066	0,173
2,158	0,166
2,251	0,159
2,343	0,152
$T_D$	2,436
2,51	0,138
2,585	0,13
2,659	0,123
2,734	0,116

$T[s]$	$Se[g]$
2,808	0,11
2,883	0,105
2,957	0,1
3,032	0,095
3,106	0,09
3,181	0,086
3,255	0,082
3,33	0,079
3,404	0,075
3,479	0,072
3,553	0,069
3,628	0,066
3,702	0,064
3,777	0,061

$T[s]$	$Se[g]$
3,851	0,059
3,926	0,056
4	0,054

Spettro SLV con fattore di struttura  $q = 3$ 

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



## Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,209 g
$F_{v,1}$	2,487
$T_C$	0,326 s
$S_S$	1,388
$C_C$	1,520
$S_T$	1,000
$q$	3,000

## Parametri dipendenti

$S$	1,388
$\eta$	0,333
$T_B$	0,165 s
$T_C$	0,495 s
$T_D$	2,436 s

$T_B$ $T_C$	$T[s]$	$Se[g]$
	0,000	0,290
	0,165	0,240
	0,495	0,240
	0,588	0,203
	0,680	0,175
	0,773	0,154
	0,865	0,138
	0,957	0,124
	1,050	0,113
	1,142	0,104
	1,235	0,096
	1,327	0,090
	1,419	0,084
	1,512	0,079

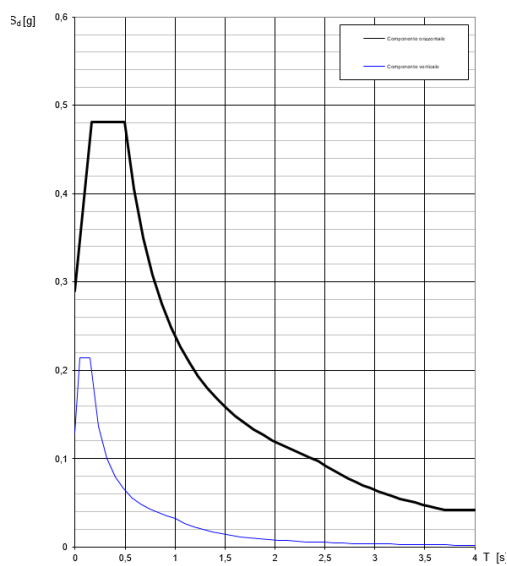
$T_D$	$T[s]$	$Se[g]$
	1,604	0,074
	1,697	0,070
	1,789	0,067
	1,881	0,063
	1,974	0,060
	2,066	0,058
	2,158	0,055
	2,251	0,053
	2,343	0,051
	2,436	0,049
	2,510	0,046
	2,585	0,043
	2,659	0,042
	2,734	0,042

$T[s]$	$Se[g]$
2,808	0,042
2,883	0,042
2,957	0,042
3,032	0,042
3,106	0,042
3,181	0,042
3,255	0,042
3,330	0,042
3,404	0,042
3,479	0,042
3,553	0,042
3,628	0,042
3,702	0,042
3,777	0,042

$T[s]$	$Se[g]$
3,851	0,042
3,926	0,042
4,000	0,042

Spettro SLV con fattore di struttura  $q = 1,5$ 

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



## Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,209 g
$F_a$	2,487
$T_C$	0,326 s
$S_S$	1,388
$C_C$	1,520
$S_T$	1,000
$q$	1,500

## Parametri dipendenti

$S$	1,388
$\eta$	0,667
$T_B$	0,165 s
$T_C$	0,495 s
$T_D$	2,436 s

$T_B$ $T_C$	$T[s]$	$Se[g]$
	0,000	0,290
	0,165	0,481
	0,495	0,481
	0,588	0,405
	0,680	0,350
	0,773	0,308
	0,865	0,275
	0,957	0,249
	1,050	0,227
	1,142	0,209
	1,235	0,193
	1,327	0,180
	1,419	0,168
	1,512	0,158

$T_D$	$T[s]$	$Se[g]$
	1,604	0,149
	1,697	0,140
	1,789	0,133
	1,881	0,127
	1,974	0,121
	2,066	0,115
	2,158	0,110
	2,251	0,106
	2,343	0,102
	2,436	0,098
	2,510	0,092
	2,585	0,087
	2,659	0,082
	2,734	0,078

$T[s]$	$Se[g]$
2,808	0,074
2,883	0,070
2,957	0,066
3,032	0,063
3,106	0,060
3,181	0,057
3,255	0,055
3,330	0,052
3,404	0,050
3,479	0,048
3,553	0,046
3,628	0,044
3,702	0,042
3,777	0,042

$T[s]$	$Se[g]$
3,851	0,042
3,926	0,042
4,000	0,042

### 4.3 Combinazioni delle azioni

#### **Masse per il calcolo delle azioni sismiche**

Vengono dedotte dalla seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

- $G_1$  = masse dovute ai pesi propri delle strutture;
- $G_2$  = masse dovute ai carichi permanenti;
- $Q_{kj}$  = masse dovute ai carichi variabili;
- $\psi_{2j}$  = coefficiente di combinazione.

Per il coefficiente di combinazione sono stati adottati i seguenti valori:

Neve (copertura)  $\psi_{2j} = 0,0$  (altitudine inferiore a 1000 m s.l.m.)

Sovraccarico d'esercizio  $\psi_{2j} = 0,6$  (ambienti suscettibili di affollamento)

#### **Combinazione delle componenti dell'azione sismica**

Per le analisi in campo lineare, si considera la somma dei valori massimi ottenuti per l'azione sismica agente in una direzione, con il 30% dei valori massimi ottenuti per l'azione sismica agente nelle altre due direzioni principali:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

#### **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico relative alle condizioni non sismiche, sono dedotte dalla seguente relazione simbolica

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_p P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Qi} \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ki})$$

dove:

- $F_d$  = azioni di progetto;
- $\gamma_{G1} = 1.3$  (1.0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- $G_1$  = carichi permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2} = 1.5$  (0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- $G_2$  = carichi permanenti non strutturali;
- $\gamma_{Qk} = 1.5$  (0 se il contributo aumenta la sicurezza);
- $Q_{ki}$  = azioni variabili (valore caratteristico);
- $\psi_{0i} = 0.5$  coefficiente di combinazione per neve;

- $\Psi_{0i} = 0.7$  coefficiente di combinazione per luoghi suscettibili di affollamento.

Nel caso di azioni sismiche, le sollecitazioni, per la verifica allo stato limite ultimo, vengono valutate con la formula di combinazione:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21}Q_{k1} + \sum_{i=2}^{i=n} (\Psi_{2i}Q_{ki})$$

dove:

- $E$  = azione sismica di progetto;
- $G_1$  = carichi permanenti strutturali;
- $G_2$  = carichi permanenti non strutturali;
- $\Psi_{2j} = 0,0$  coefficiente di combinazione per la neve e per il sottotetto accessibile per soli scopi manutentivi;
- $\Psi_{2j} = 0,6$  coefficiente di combinazione per ambienti suscettibili di affollamento.

## 5 RISULTATI VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

Di seguito vengono mostrati in forma tabellare e suddivisi per ciascun corpo i risultati della verifica sismica condotta dall'Ing. Francesco D'Ercoli:

### Corpo A

Stato limite considerato	Indicatore di rischio $PGA_d/PGA_0$	Indicatore di rischio $TR_d/TR_0$	$TR_c$ (anni)
S.L.O.	0,675	0,717	20
S.L.D.	0,495	0,547	17
S.L.V.	0,18 (*)	0.216 (**)	17

### Corpo B

Stato limite considerato	Indicatore di rischio $PGA_d/PGA_0$	Indicatore di rischio $TR_d/TR_0$	$TR_c$ (anni)
S.L.O.	0,75	0,783	25
S.L.D.	0,55	0,598	21
S.L.V.	0,20 (*)	0.23 (**)	21

### Corpo C

Stato limite considerato	Indicatore di rischio $PGA_d/PGA_0$	Indicatore di rischio $TR_d/TR_0$	$TR_c$ (anni)
S.L.O.	1	1	45
S.L.D.	1	1	76
S.L.V.	0,4 (*)	0.216 (**)	92

Si precisa che tutti gli indicatori di rischio individuati allo SLV sono relativi alla formazione di meccanismi di tipo fragile. Mentre per quanto riguarda i meccanismi duttili la verifica sismica conduce a indicatori di rischio pari a 0,3 per i corpi A e B e a 0,7 per il corpo C.



## 6 MODELLI DI CALCOLO

Le verifiche vengono condotte su modelli di calcolo tridimensionali ad elementi finiti che rappresentano lo stato di progetto dei diversi corpi di fabbrica, in particolare per quanto riguarda i corpi A e B viene impiegato lo stesso modello.

In generale la struttura in elevazione è schematizzata con elementi frame per le travi ed i pilastri, mentre si è fatto ricorso all'uso degli elementi shell per le solette dei solai e delle scale e per i setti e le pareti in c.a.. In particolare per i solai in latero-cemento nel modello sono state inserite le solette all'interno delle maglie strutturali formate dalle travi per simulare l'effetto "lastra" del diaframma orizzontale.

Le fondazioni sono abbastanza rigide e robuste da garantire l'incastro al piede degli elementi strutturali, pertanto non sono inserite nel modello di calcolo ma modellate unicamente come vincolo.

I carichi sono assegnati direttamente sugli elementi travi delle strutture principali in base alle superfici di influenza dei solai, delle scale, delle pareti e degli altri elementi gravanti su di esse.

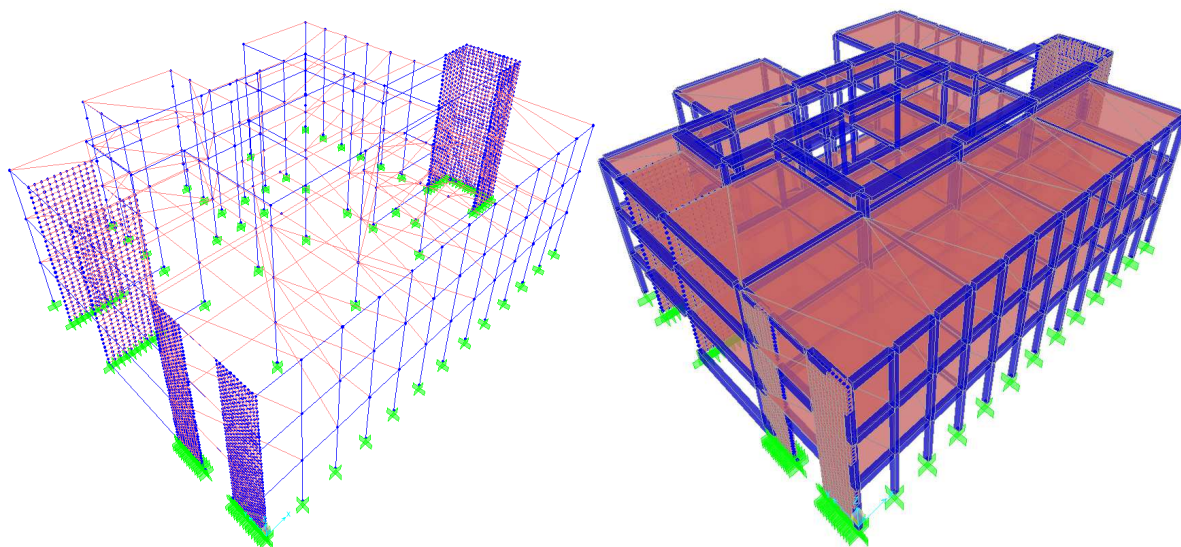


Figura 12 – Viste tridimensionali modello corpi A e B

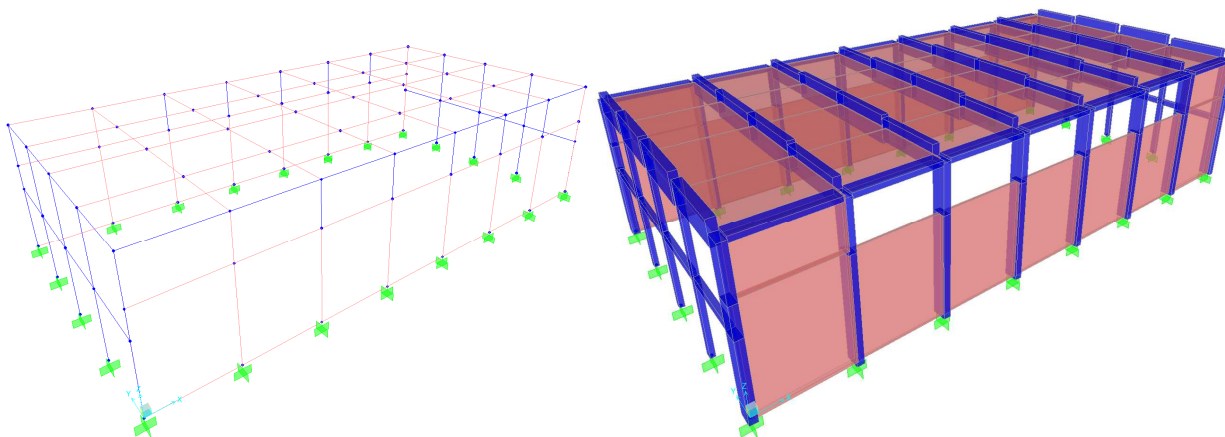


Figura 13 – Viste tridimensionali modello corpo C

## **7 METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA'**

Le analisi del progetto di miglioramento sismico del complesso scolastico in oggetto, vengono condotte su modelli che tengono conto delle caratteristiche meccaniche dei materiali desunte dai risultati delle campagne di indagine. Tutte le analisi sono condotte con l'ausilio del codice di calcolo *SAP2000 NL* (versione 14.2).

Le analisi vengono condotte in campo lineare. Nello specifico lo stato limite di operatività (SLO) sarà valutato in termini di spostamenti mentre lo stato limite di vita (SLV) viene valutato in termini di resistenza per gli elementi duttili con l'impiego di spettro ribassato del fattore di struttura  $q$  pari 3 e con fattore di struttura  $q$  pari 1,5 per gli elementi fragili.

## 8 VERIFICA IN TERMINI DI SPOSTAMENTO ALLO SLO

La verifica degli spostamenti va eseguita per gli stati limite di esercizio considerati; nel caso in esame, deve essere svolta allo SLO. Lo scopo è quello di valutare che gli spostamenti strutturali indotti dall'azione sismica, per lo SL considerato, non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio.

In analogia con gli edifici di nuova costruzione, la verifica è ritenuta soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in situazione sismica ( $d_r$ ) sono inferiori al limite fissato dalla normativa per le costruzioni con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa, ovvero:

$$d_r < \frac{2}{2} \cdot (0.005h)$$

dove  $h$  è l'altezza d'interpiano

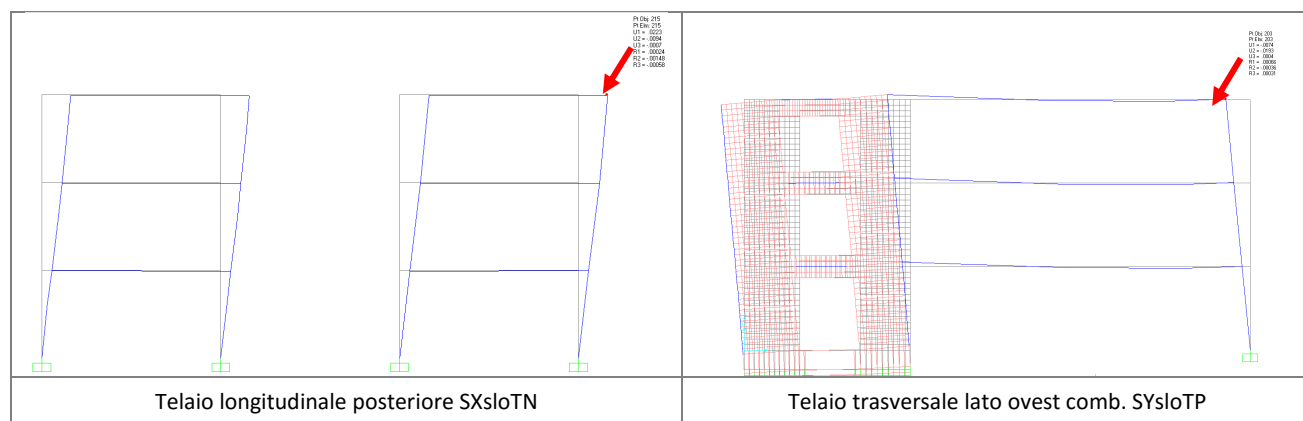
Si riporta la verifica in campo lineare condotta sul solo modello rappresentativo dei corpi A e B in quanto le verifiche in termini di spostamento condotte sul corpo C risultano soddisfatte già allo stato di fatto.

Il confronto degli spostamenti, per le 2 combinazioni peggiori allo SLO, una per sisma in direzione X e l'altra per sisma in direzione Y, avviene in corrispondenza dell'allineamento che subisce gli spostamenti maggiori.

Lo spostamento assoluto  $d_r$  viene determinato come risultante degli spostamenti  $U_1$  e  $U_2$  nelle due direzioni principali:

$$dr = \sqrt{U_1^2 + U_2^2}$$

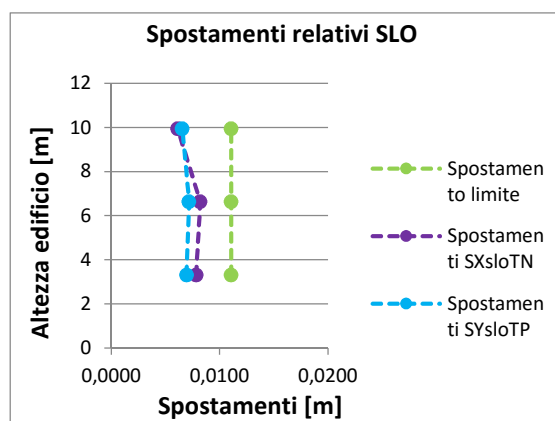
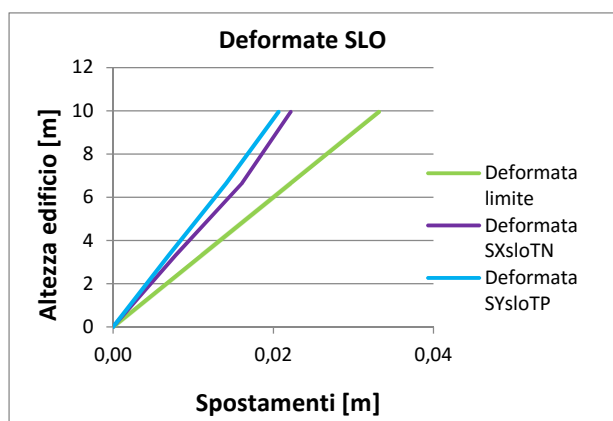
Nel seguito sono riportate le deformate con gli spostamenti massimi nelle due direzioni principali per le combinazioni più gravose.



Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori degli spostamenti con il calcolo di quelli assoluti e relativi di piano messi a confronto con gli spostamenti limite.

TABLE: Joint Displacements				Verifica degli spostamenti in direzione X						
Joint	OutputCase	U1	U2	hi	h <sub>TOT</sub>	d <sub>TOT</sub>	dr	d <sub>lim</sub> =2/3*0,005hi	def. Limite	Verifica
Text	Text	m	m	m	m	m	m	m		
98	SXsloTN	0	0	0	0	0,00000		0	0	-
99	SXsloTN	-0,007423	-0,002522	3,32	3,32	0,0078	0,0078	0,0111	0,0111	verificata!
161	SXsloTN	-0,015268	-0,004942	3,32	6,64	0,0160	0,0082	0,0111	0,0221	verificata!
215	SXsloTN	-0,021213	-0,006429	3,32	9,96	0,0222	0,0061	0,0111	0,0332	verificata!

TABLE: Joint Displacements				Verifica degli spostamenti in direzione Y						
Joint	OutputCase	U1	U2	hi	h <sub>TOT</sub>	d <sub>TOT</sub>	dr	d <sub>lim</sub> =2/3*0,005hi	def. Limite	Verifica
Text	Text	m	m	m	m	m	m	m		
78	SYsloTP	0	0	0	0	0		0	0	-
71	SYsloTP	0,002588	0,006451	3,32	3,32	0,0070	0,0070	0,0111	0,0111	verificata!
148	SYsloTP	0,005105	0,013167	3,32	6,64	0,0141	0,0072	0,0111	0,0221	verificata!
203	SYsloTP	0,007365	0,019311	3,32	9,96	0,0207	0,0065	0,0111	0,0332	verificata!



Dai grafici precedenti si evince che gli spostamenti per le combinazioni dell'azione sismica allo SLO sono sempre inferiori ai limiti e le verifiche sono soddisfatte.

In conclusione la verifica in termini di spostamento allo SLO conduce ad indicatori di rischio superiori all'unità e si può affermare che con l'intervento previsto si consegue l'adeguamento sismico dei corpi A e B limitatamente alle azioni sismiche allo SLO.

## 9 VERIFICHE ALLO SLV CORPI A E B

Il miglioramento sismico conseguito mediante gli interventi previsti per i corpi A e B si concretizza nell'eliminazione delle vulnerabilità a taglio dei pilastri tozzi in copertura e nel miglioramento globale della risposta sismica grazie alla regolarizzazione del comportamento dinamico.

A dimostrazione del miglioramento conseguito vengono condotte le verifiche in termini di resistenza sui pilastri e setti maggiormente significativi con spettro di risposta corretto di un fattore di struttura pari a 3 e utilizzando un'accelerazione al suolo ridotta, rispetto all'accelerazione massima attesa al sito, di un fattore pari a 0,55 in direzione X e di 0,70 in direzione Y.

Successivamente vengono condotte le verifiche a taglio dei pilastri tozzi di copertura con spettro ribassato di  $q=1,5$ .

### 9.1 Verifica meccanismi duttili

Le verifiche vengono eseguite per le pilastrate maggiormente significative e separatamente per le due direzioni principali.

In direzione X le verifiche vengono condotte considerando il 55% dell'accelerazione massima attesa al sito e i pilastri e il setto più sollecitati risultano essere quelli evidenziati in figura seguente:

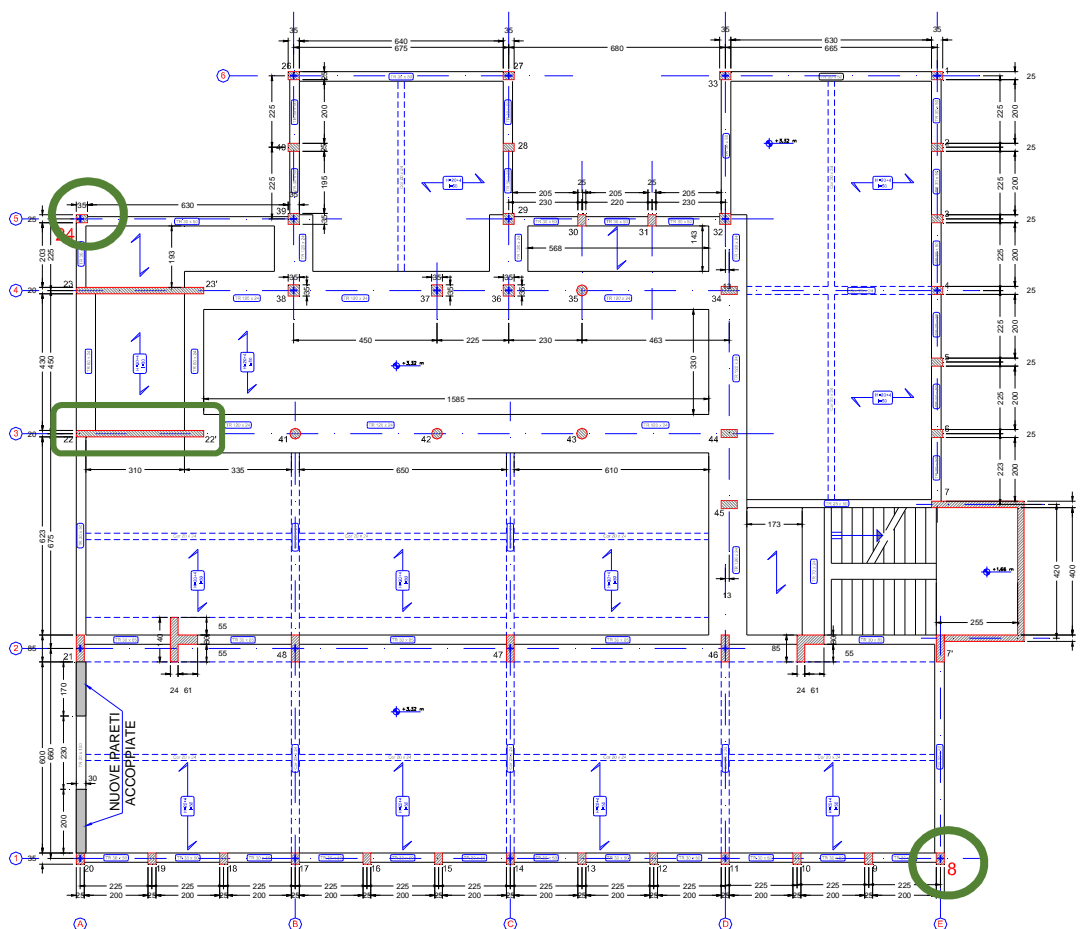
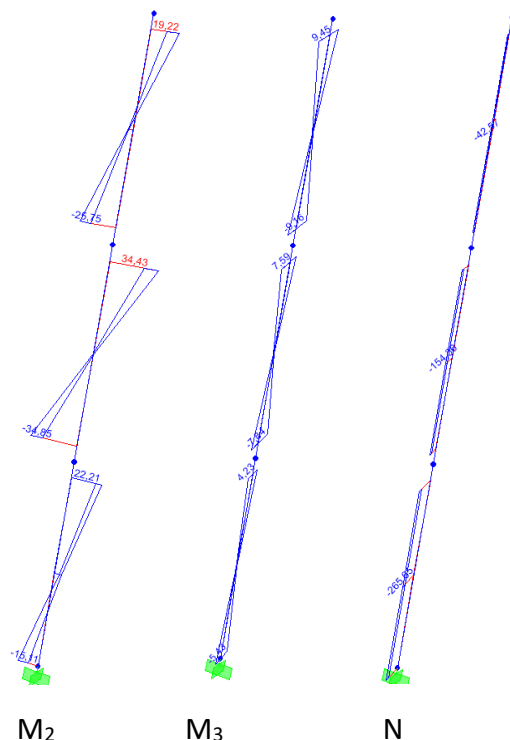


Figura 14 – Individuazione elementi verificati

## Verifica pilastro n. 8

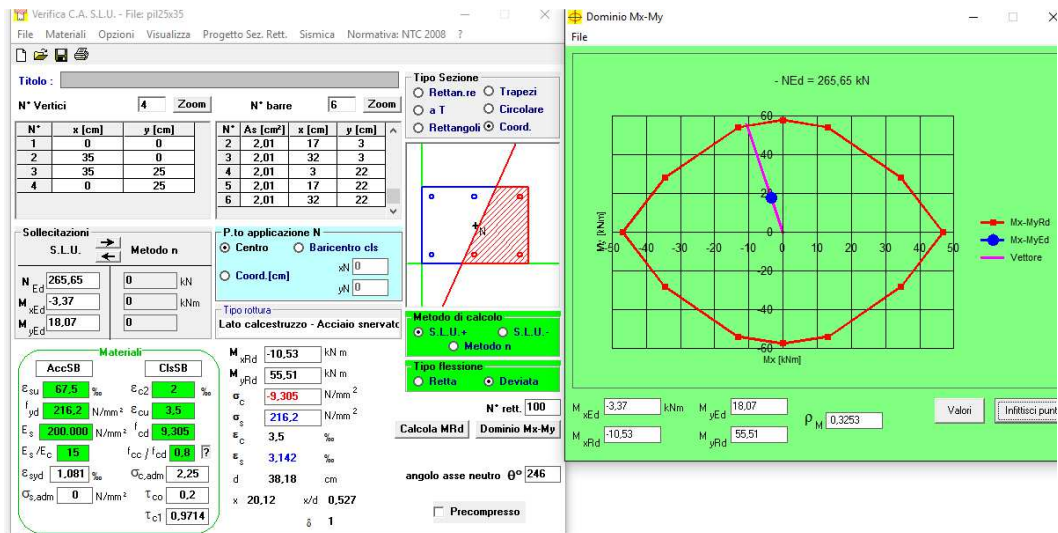
Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:



Le verifiche vengono condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate:

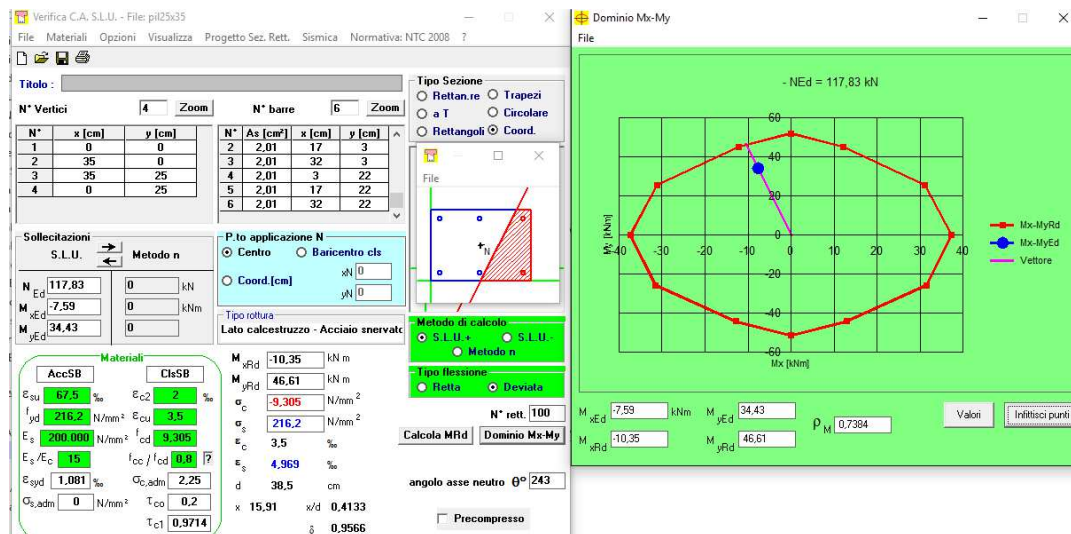
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
540	3,07	SismX3	Combination	Min	-265,651	18,0734	-3,3739
542	3,07	SismX3	Combination	Max	-117,834	34,4316	7,5939
545	0,25	SismX3	Combination	Min	-42,571	-25,7451	-9,1638

## Prima elevazione

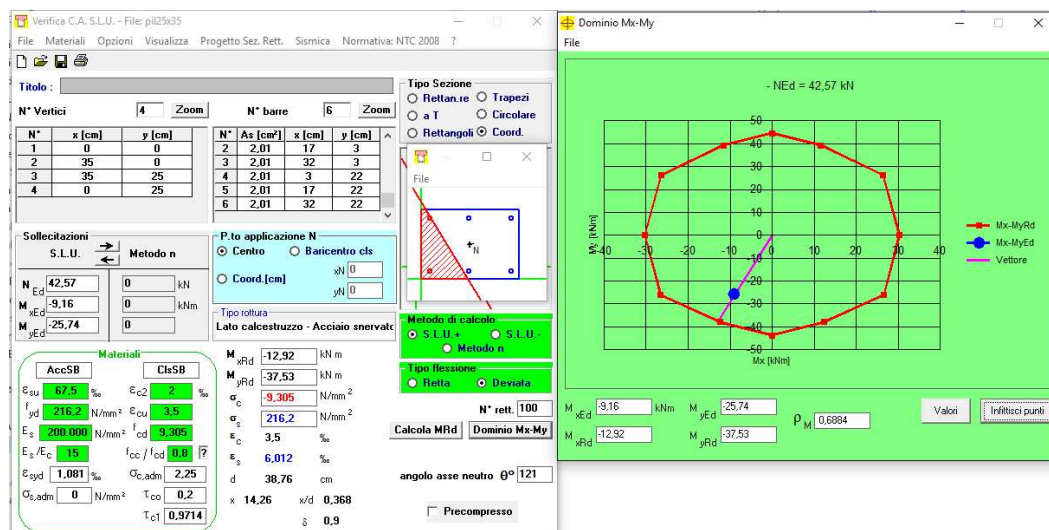




## Seconda elevazione



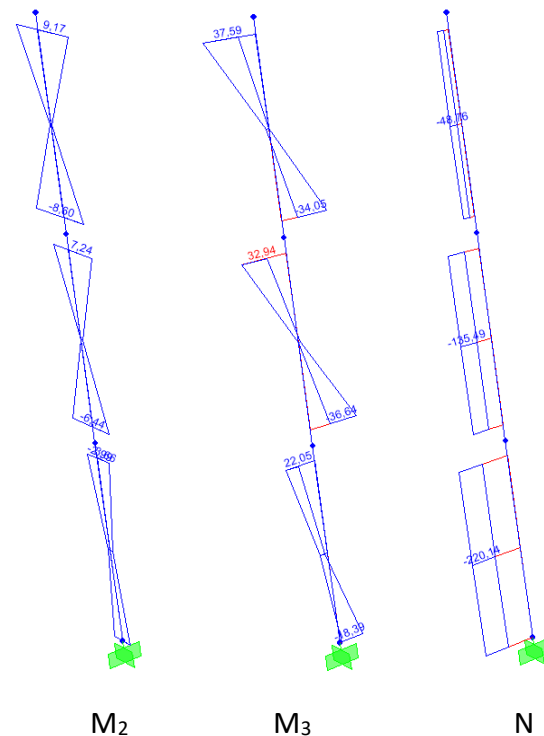
## Terza elevazione



Le verifiche risultano soddisfatte a tutte le elevazioni.

## Verifica pilastro n. 24

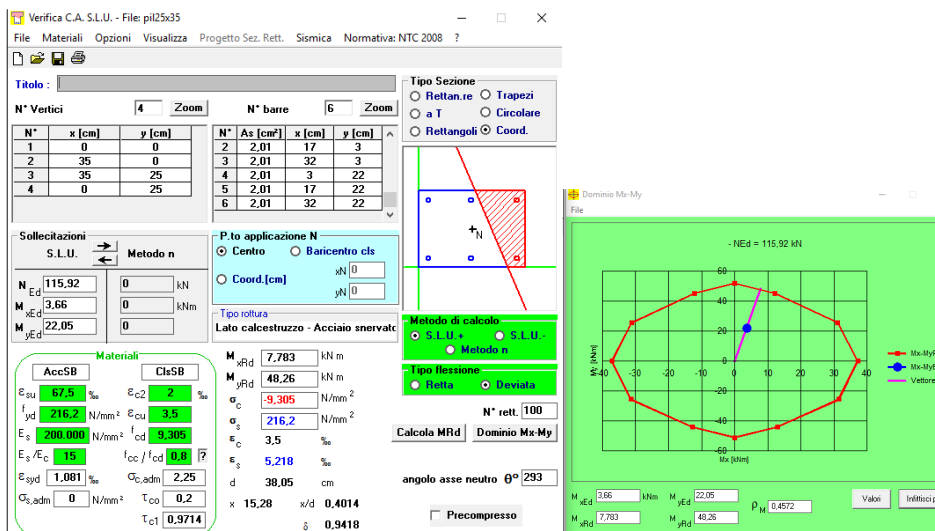
Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:



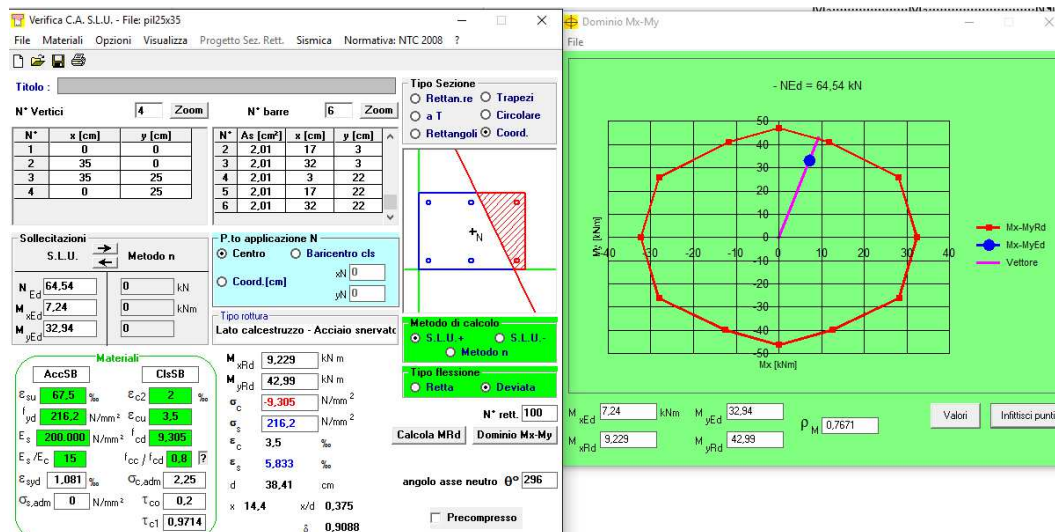
Le verifiche vengono condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate:

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
480	3,07	SismX3	Combination	Max	-115,922	3,6624	22,0542
482	3,07	SismX3	Combination	Max	-64,536	7,2392	32,9363
485	3,07	SismX3	Combination	Max	-21,218	9,1744	37,5946

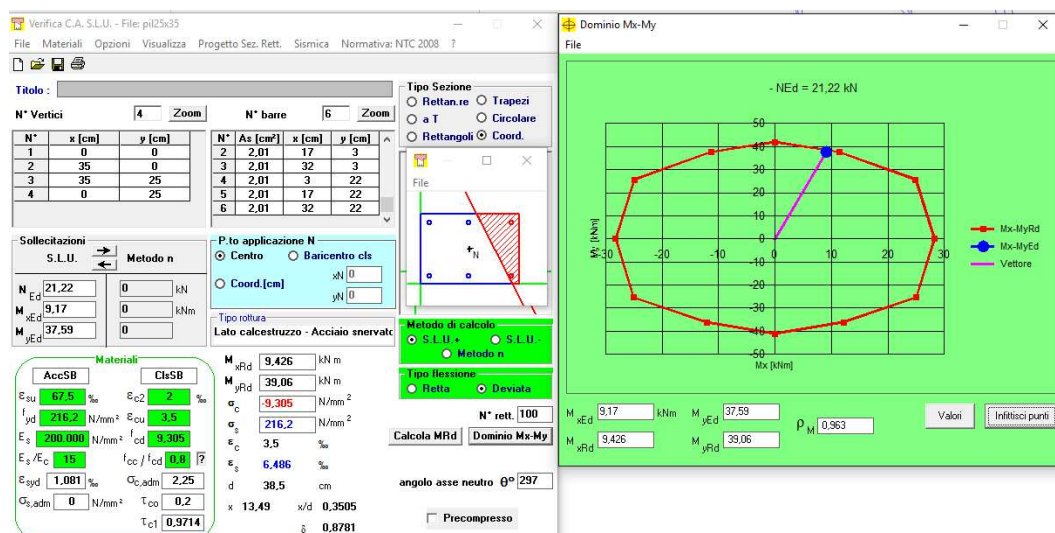
## Prima elevazione



## Seconda elevazione



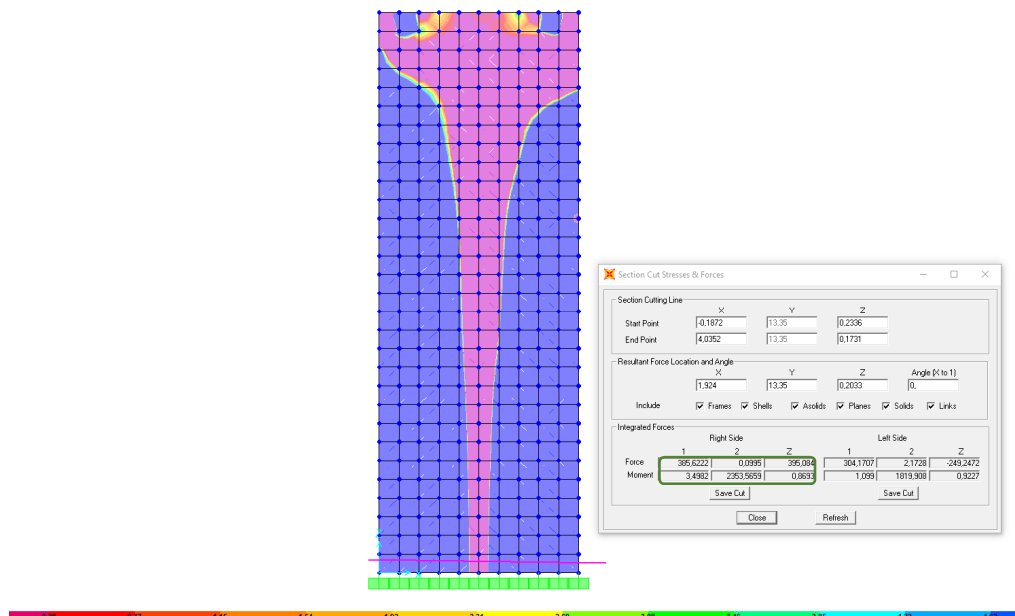
## Terza elevazione



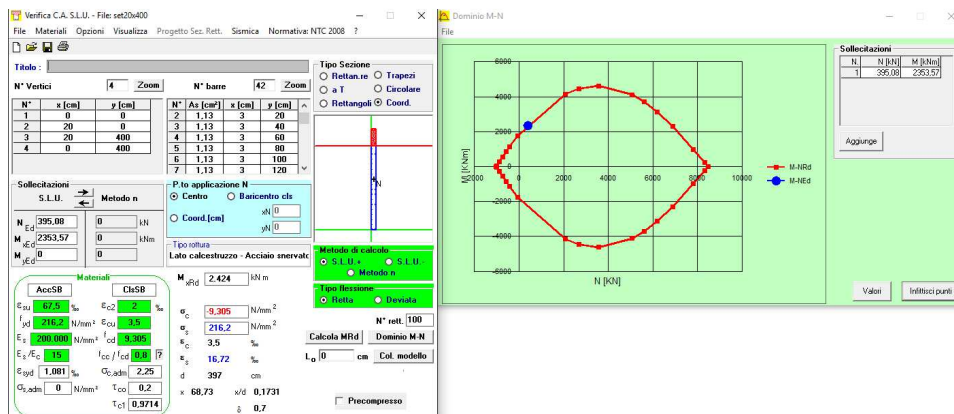
Le verifiche risultano soddisfatte a tutte le elevazioni.

## Verifica setto

Le sollecitazioni maggiori si hanno alla base del setto e vengono mostrate mediante il comando section-cut:



La verifica risulta soddisfatta in quanto il momento sollecitante cade all'interno del dominio delle resistenze:



In direzione Y le verifiche vengono condotte considerando il 70% dell'accelerazione massima attesa al sito e i pilastri più sollecitati risultano quelli di dimensione 25x85 cm tra cui si analizza quello evidenziato in figura seguente ovvero il numero 46, inoltre a dimostrazione della bontà dell'intervento vengono condotte le verifiche anche su uno dei pilastri circolari precisamente il numero 41:

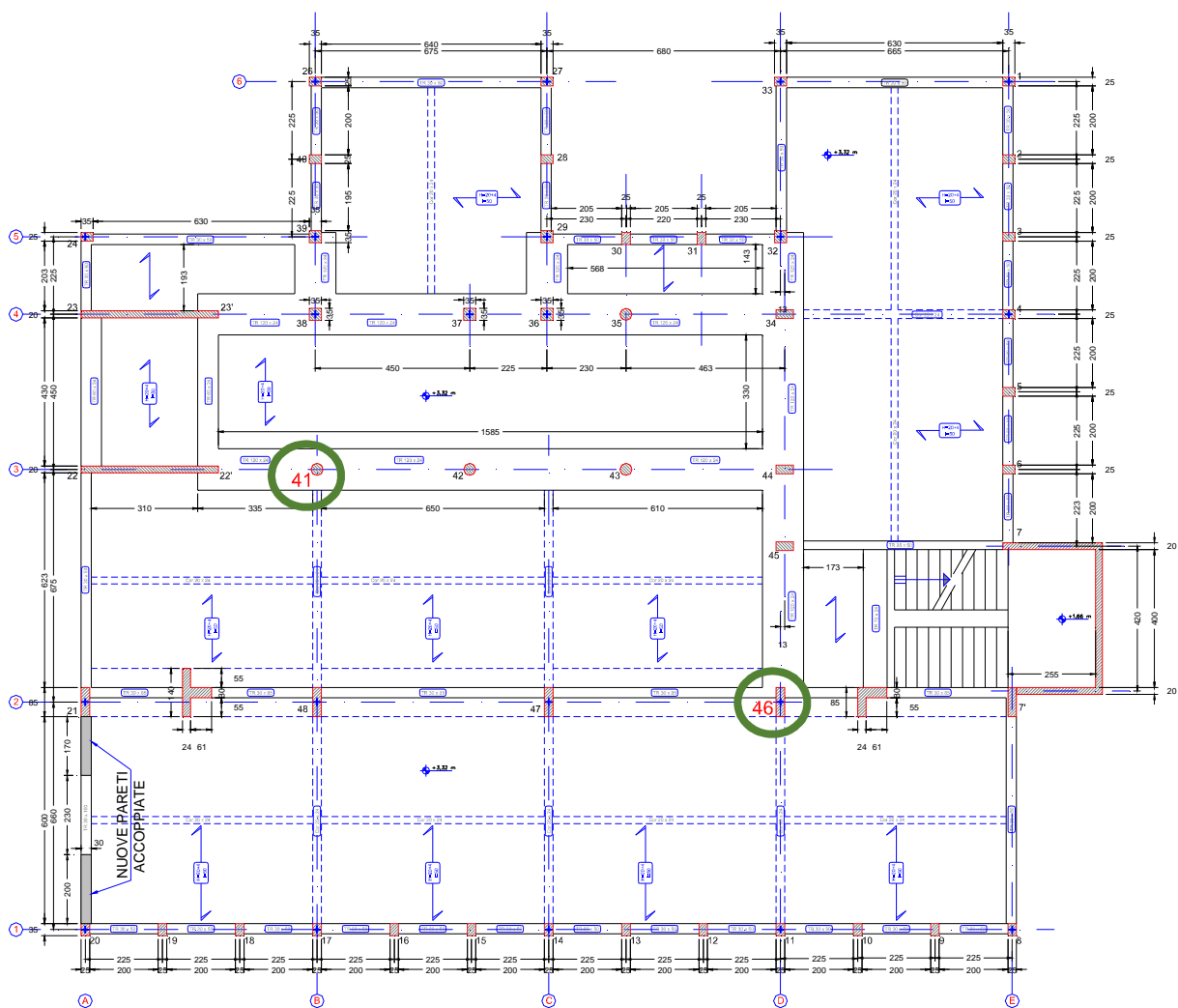
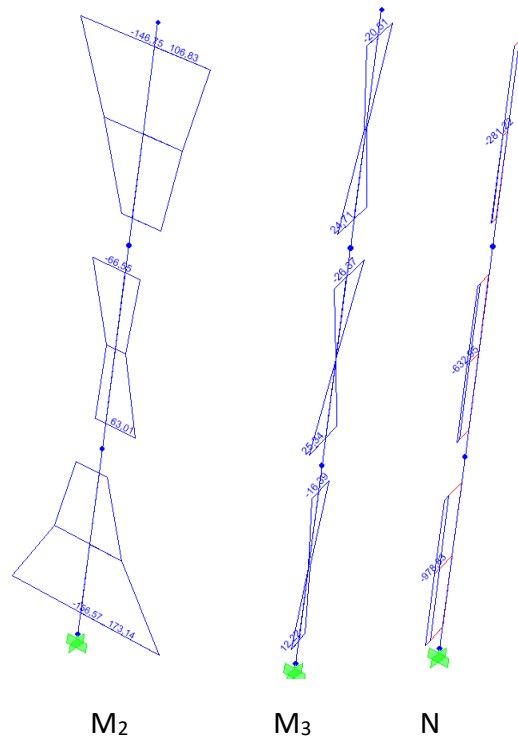


Figura 15 – Individuazione elementi verificati

## Verifica pilastro n. 46

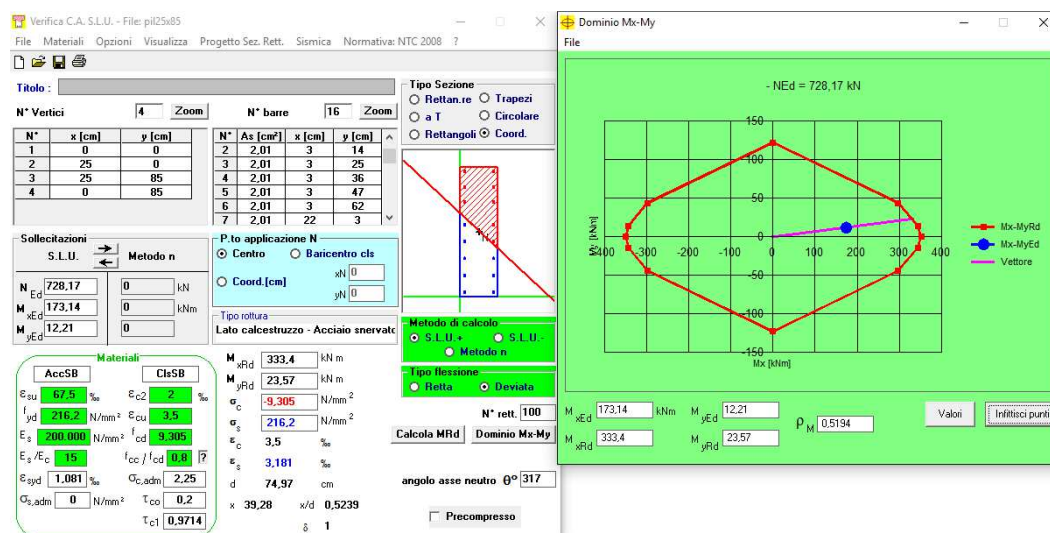
Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:



Le verifiche vengono condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate:

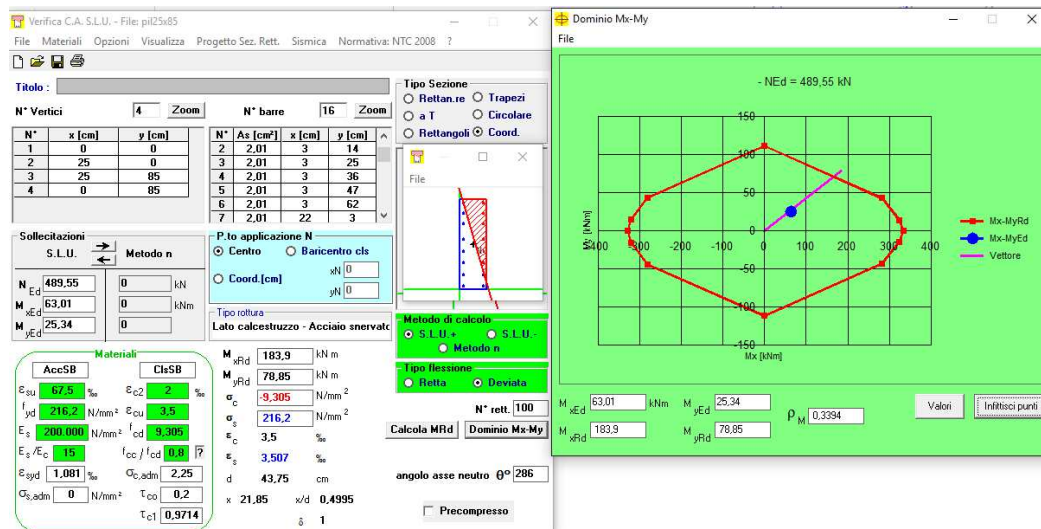
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
572	0,4	SismY3	Combination	Max	-728,165	173,142	12,2177
574	0,425	SismY3	Combination	Max	-489,545	63,0146	25,3355
577	2,97	SismY3	Combination	Min	-281,217	-146,75	-20,5091

## Prima elevazione

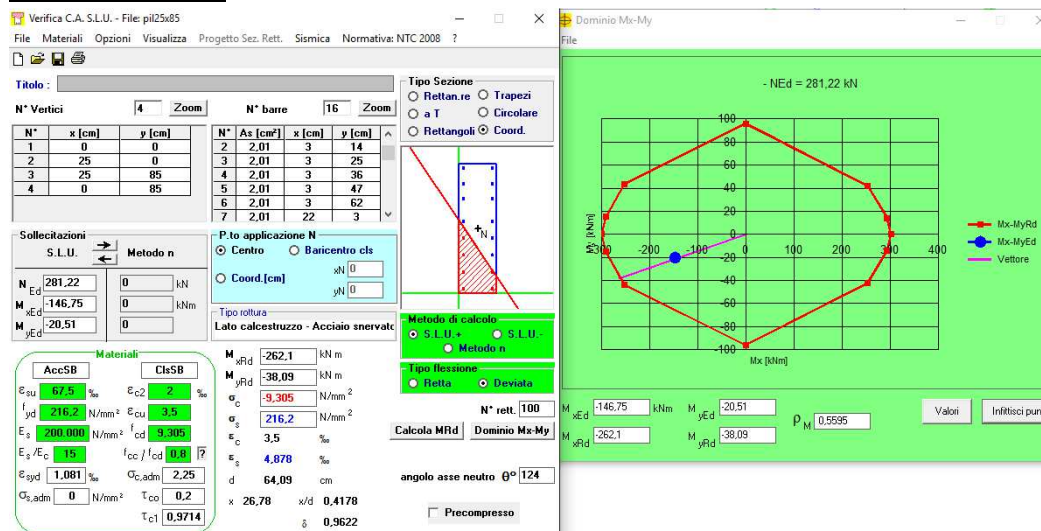




## Seconda elevazione



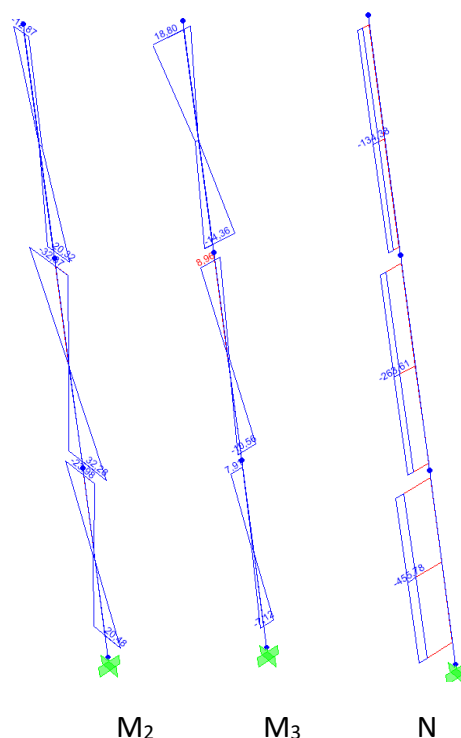
## Terza elevazione



Le verifiche risultano soddisfatte a tutte le elevazioni.

## Verifica pilastro n. 41

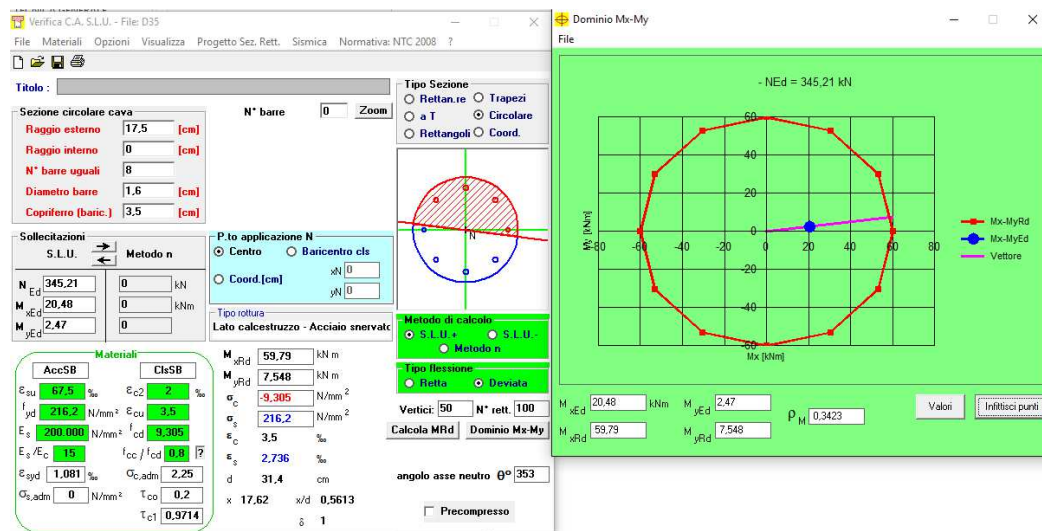
Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:



Le verifiche vengono condotte nelle sezioni maggiormente sollecitate:

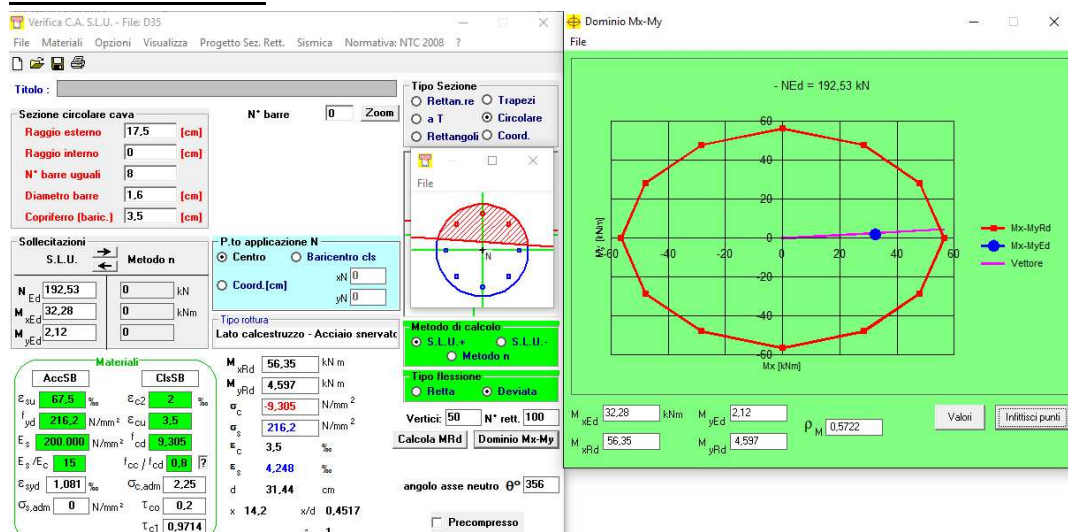
TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
56	0,4	SismY3	Combination	Max	-346,208	20,4834	2,4697
190	0,12	SismY3	Combination	Max	-192,53	32,2791	2,1227
302	0,12	SismY3	Combination	Max	-74,794	20,3211	5,0506

## Prima elevazione

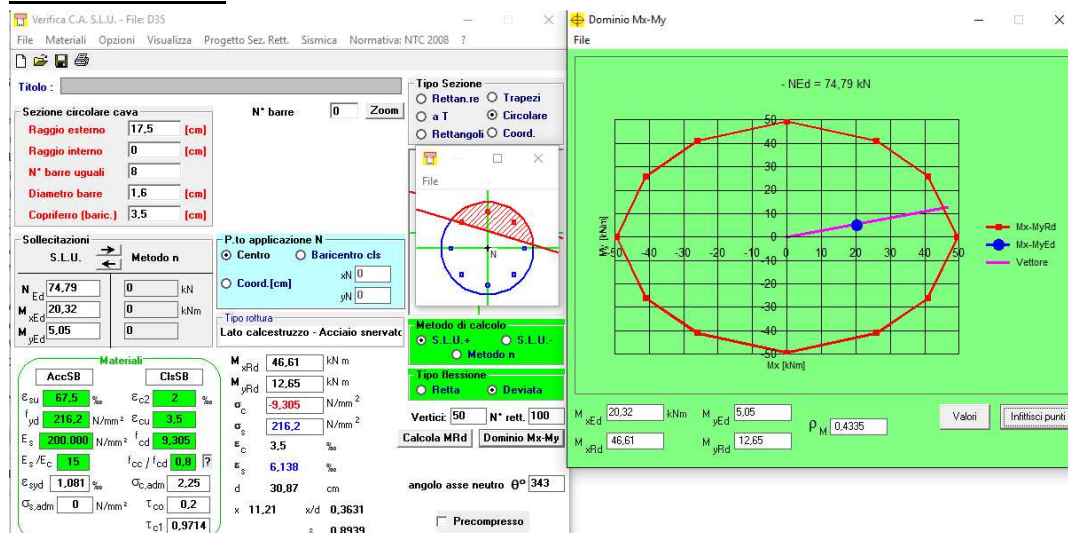




## Seconda elevazione



## Terza elevazione



Le verifiche risultano soddisfatte a tutte le elevazioni.

## 9.2 Verifica meccanismi fragili

Nel seguito vengono condotte le verifiche a taglio dei pilastri tozzi della copertura con spettro allo SLV ribassato del fattore di struttura  $q = 1,5$ .

La resistenza a taglio viene calcolata come indicato al punto C8.7.2.5 della Circolare alle NTC2008, ovvero come nel caso delle nuove costruzioni considerando un contributo del conglomerato al massimo pari a quello per gli elementi non armati a taglio.

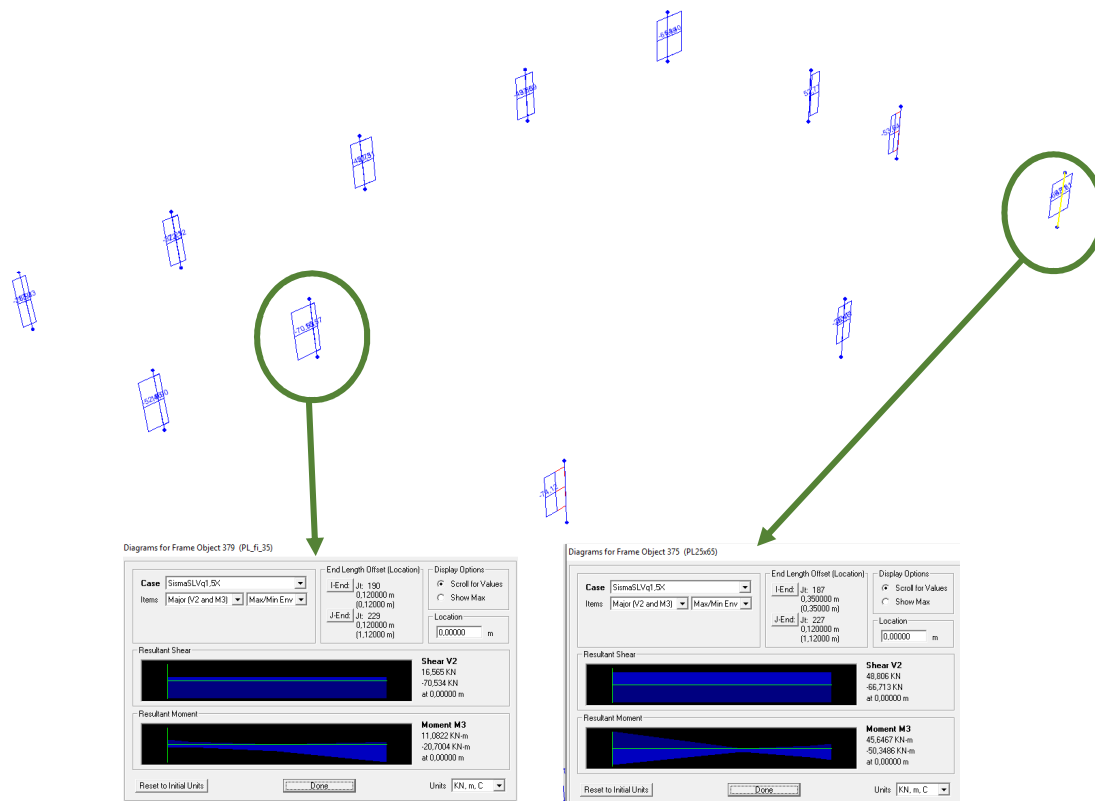
Nel dettaglio le verifiche a taglio sono eseguite fissando l'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave a  $45^\circ$  ( $\text{ctg } \theta = 1$ ) e operativamente la resistenza a taglio della sezione è stata assunta come somma di due contributi ovvero della resistenza di calcolo a "taglio trazione"

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot sen\alpha$$

e di quella lato calcestruzzo valutata come per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rcd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Nell'immagine seguente sono visibili i massimi tagli genti nella direzione longitudinale X con evidenziati gli elementi maggiormente sollecitati:



In particolare si analizzano il pilastro circolare di diametro 35 cm e il pilastro di dimensioni 25x65 cm maggiormente sollecitato.

Il taglio resistente del pilastro circolare con spirale  $\Phi 8$  a passo 20 cm, è pari alla somma dei seguenti contributi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 286 \cdot \frac{100}{200} \cdot \frac{248,64}{1,15} = 27,83 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,18 \cdot 1,54 \cdot (100 \cdot 0,008 \cdot 16,42)^{1/3} / 1,5 \cdot 286 \cdot 286 = 45,57 \text{ kN}$$

dove l'altezza utile di una sezione circolare è stata determinata facendo riferimento a quanto riportato al punto 7.9.5.2.2 delle NTC:

$$d = r + \frac{2r}{\pi}$$

Per cui il taglio resistente complessivo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 27,83 + 45,57 = 73,40 \text{ KN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante:

$$V_{Rd} = 73,40 > V_{Sd} = 70,53 \text{ KN}$$

Il taglio resistente del pilastro 25x65 cm con staffe  $\Phi 8$  a passo 20 cm, è pari alla somma dei seguenti contributi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 220 \cdot \frac{100}{200} \cdot \frac{248,64}{1,15} = 21,40 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,18 \cdot 1,95 \cdot (100 \cdot 0,009 \cdot 16,42)^{\frac{1}{3}} / 1,5 \cdot 650 \cdot 220 = 82,12 \text{ KN}$$

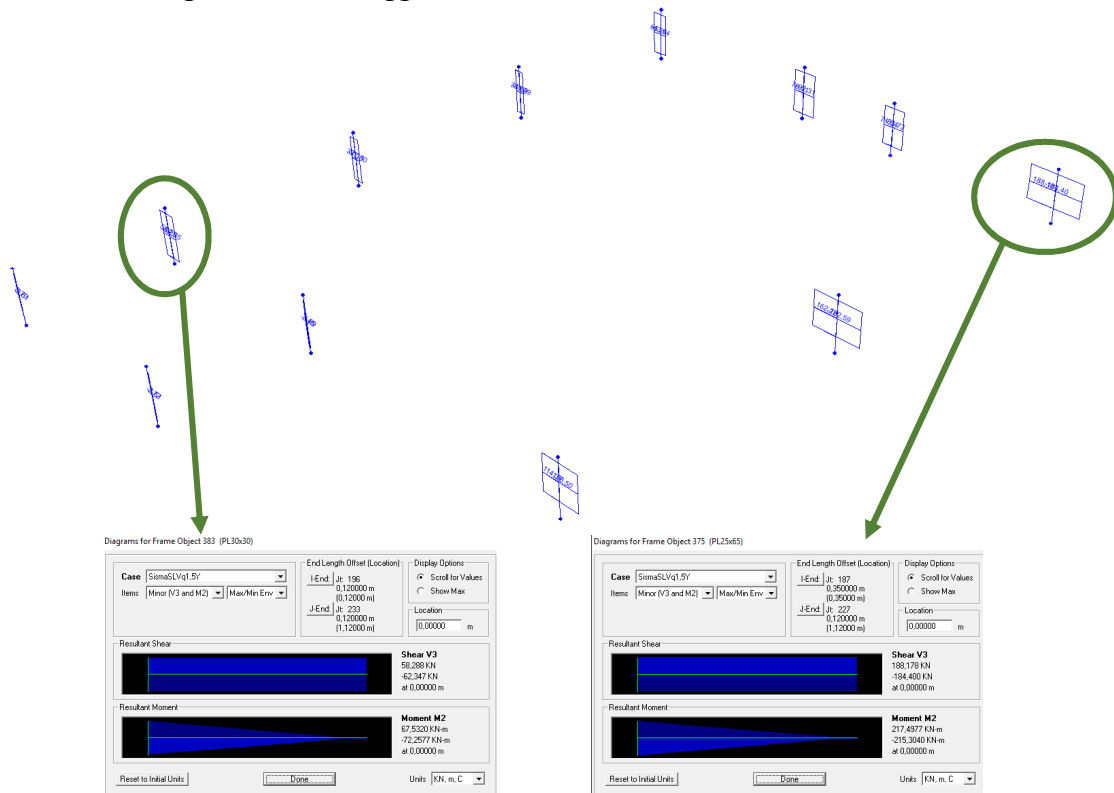
Per cui il taglio resistente complessivo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 21,40 + 82,12 = 103,52 \text{ KN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante:

$$V_{Rd} = 103,52 > V_{Sd} = 66,71 \text{ KN}$$

Mentre i massimi tagli agenti nella direzione trasversale Y sono mostrati nella seguente immagine dove sono evidenziati gli elementi maggiormente sollecitati:



In particolare si analizzano il pilastro 30x30 cm e il pilastro di dimensioni 25x65 cm maggiormente sollecitati.

Il taglio resistente del pilastro 30x30 cm con staffe  $\Phi$  8 a passo 20 cm, è pari alla somma dei seguenti contributi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 270 \cdot \frac{100}{200} \cdot \frac{248,64}{1,15} = 26,27 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,007 \cdot 16,42)^{\frac{1}{3}} / 1,5 \cdot 300 \cdot 270 = 40,80 \text{ KN}$$

Per cui il taglio resistente complessivo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 26,27 + 40,80 = 67,07 \text{ KN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante:

$$V_{Rd} = 67,70 < V_{Sd} = 62,35 \text{ KN}$$

Il taglio resistente del pilastro 25x65 cm con staffe  $\Phi$  8 a passo 20 cm, è pari alla somma dei seguenti contributi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 620 \cdot \frac{100}{200} \cdot \frac{248,64}{1,15} = 60,32 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,18 \cdot 1,95 \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 16,42)^{\frac{1}{3}} / 1,5 \cdot 250 \cdot 620 = 105,53 \text{ KN}$$

Per cui il taglio resistente complessivo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 60,32 + 105,53 = 165,85 \text{ KN}$$

La verifica risulta non pienamente soddisfatta in quanto il taglio resistente è minore del taglio sollecitante:

$$V_{Rd} = 165,85 < V_{Sd} = 188,18 \text{ KN}$$

L'indicatore di rischio per gli elementi fragili in direzione Y è dato dal rapporto tra il taglio sollecitante e quello resistente ed è pari a:

$$I_{ag\_SLV} = 0,88$$

## 10 VERIFICHE ALLO SLV CORPO C

Il miglioramento sismico del corpo C ha come scopo principale l'eliminazione delle vulnerabilità a taglio dei pilastri corti di facciata, inoltre nella direzione longitudinale si ha un sostanziale aumento della capacità resistente e si consegue il pieno adeguamento.

A dimostrazione del miglioramento conseguito vengono condotte le verifiche in termini di resistenza sui pilastri maggiormente significativi con spettro di risposta corretto di un fattore di struttura pari a 3 per la direzione X mentre per la direzione trasversale viene utilizzata un'accelerazione al suolo ridotta, rispetto all'accelerazione massima attesa al sito, di un fattore pari a 07.

Successivamente vengono condotte le verifiche a taglio dei pilastri corti di facciata con spettro ribassato di  $q=1,5$ .

### 10.1 Verifica meccanismi duttili

Le verifiche vengono, separatamente per le due direzioni principali, per il pilastro maggiormente significativo che risulta essere in entrambi i casi uno centrale e precisamente il numero 73 evidenziato in figura seguente:

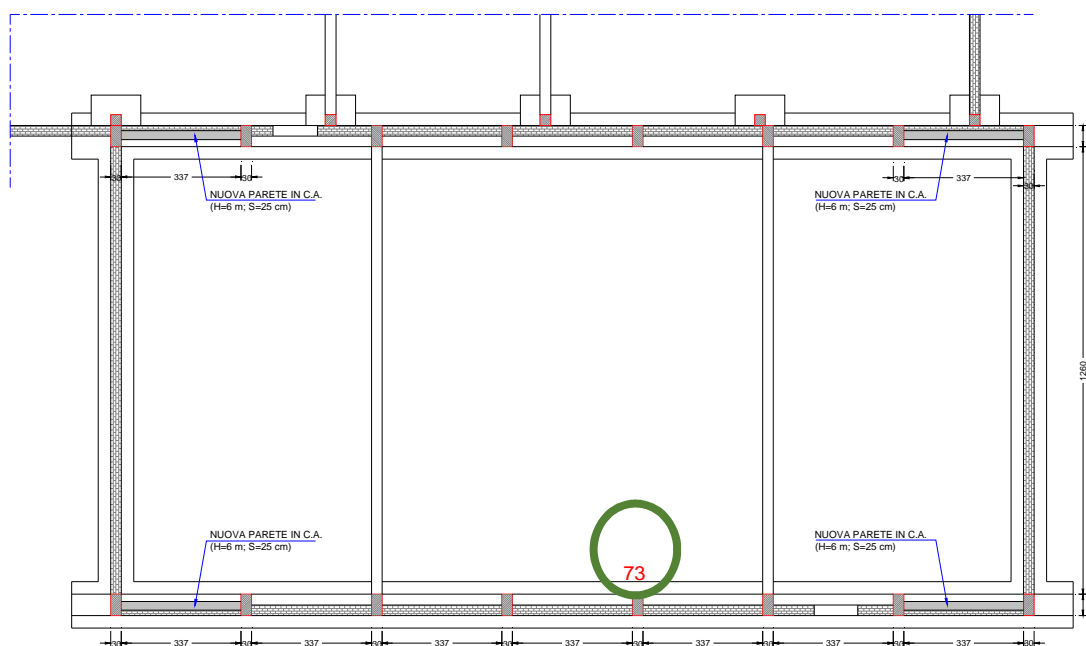


Figura 16 – Individuazione elemento verificato

Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:

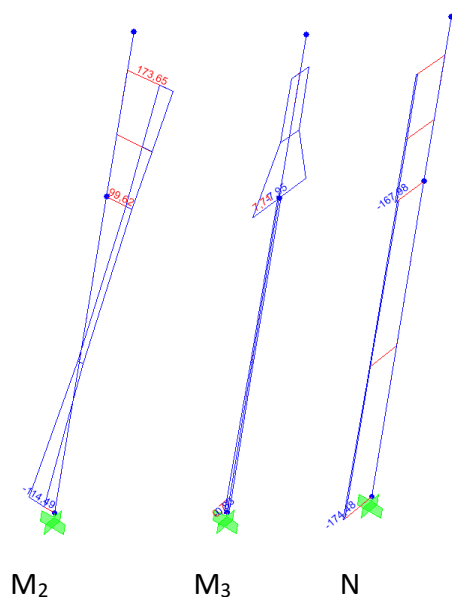
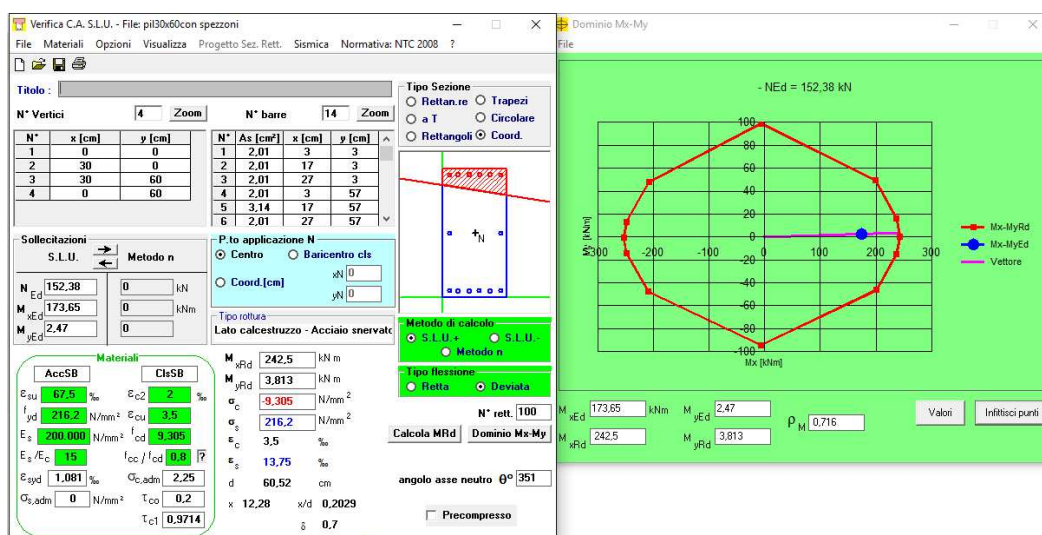
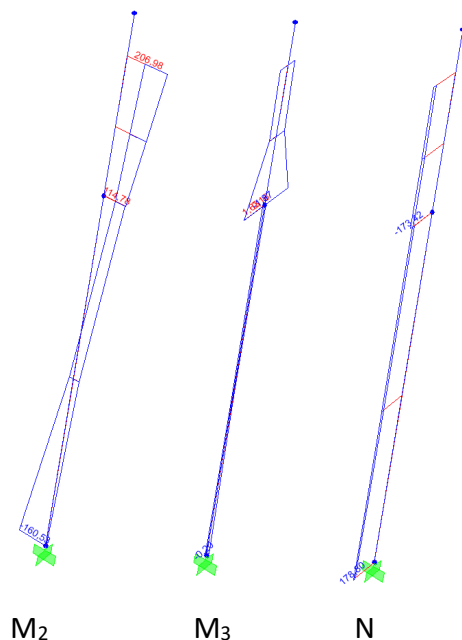


TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
10	1,55	SXq3	Combination	Max	-152,384	173,6484	2,473



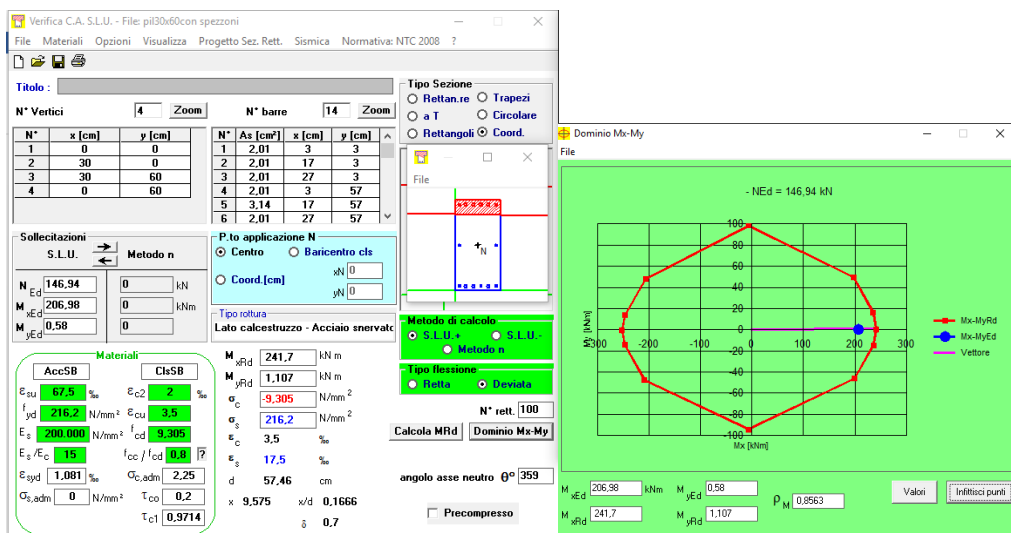
## Verifica direzione Y

Nelle immagini seguenti vengono mostrate le sollecitazioni flettenti e assiali sul pilastro in questione:



La verifica viene condotta nella sezione maggiormente sollecitata:

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
10	1,55	SYq3	Combination	Max	-146,94	206,9836	0,583

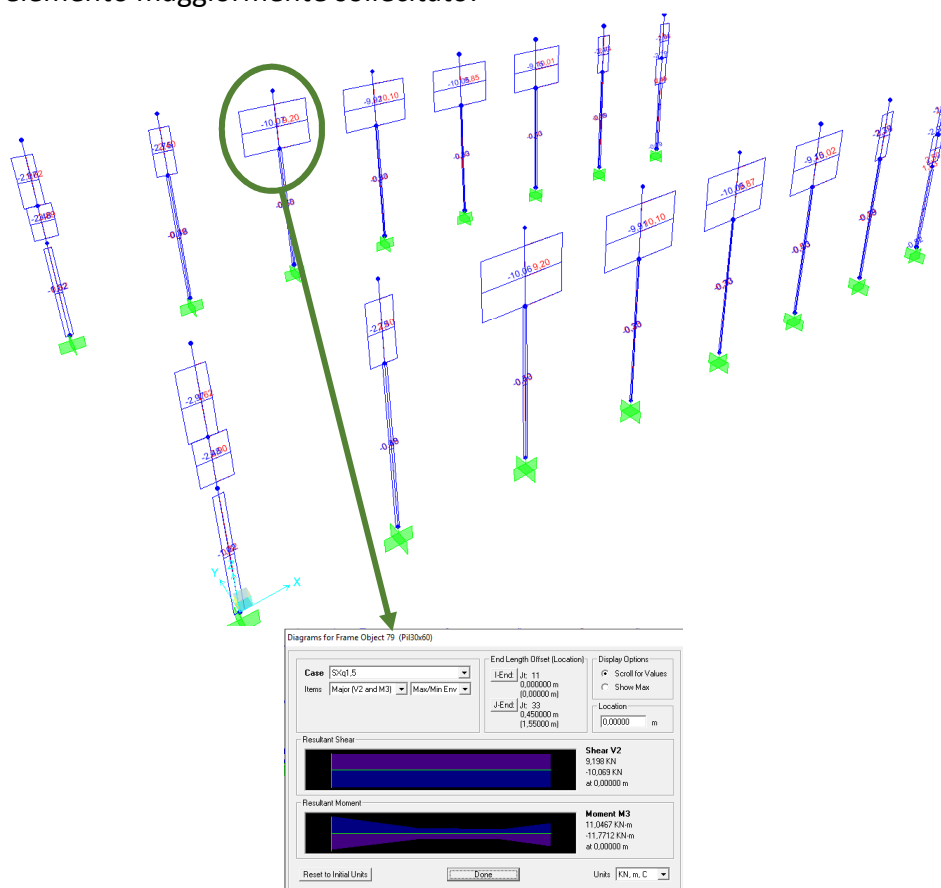


## 10.2 Verifica meccanismi fragili

Nel seguito vengono condotte le verifiche a taglio dei pilastri corti di facciata con spettro allo SLV ribassato del fattore di struttura  $q = 1,5$ .

La resistenza a taglio viene calcolata come descritto per i corpi A e B.

Nell'immagine seguente è visibile il massimo taglio agente nella direzione longitudinale X con evidenziato l'elemento maggiormente sollecitato:



Con l'inserimento delle pareti in c.a. i tagli sui pilastri corti di facciata si riducono notevolmente, in particolare il massimo taglio che si registra è pari a 10,07 KN.

Il taglio resistente del pilastro 30x60 cm con staffe  $\Phi 8$  a passo 20 cm, è pari alla somma dei seguenti contributi:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot 270 \cdot \frac{100}{200} \cdot \frac{248,64}{1,15} = 26,27 \text{ KN}$$

$$V_{Rcd} = 0,18 \cdot 1,86 \cdot (100 \cdot 0,004 \cdot 16,42)^{\frac{1}{3}} / 1,5 \cdot 270 \cdot 600 = 67,72 \text{ KN}$$

Per cui il taglio resistente complessivo risulta pari a:

$$V_{Rd} = 26,27 + 67,72 = 93,99 \text{ KN}$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto il taglio resistente è maggiore del taglio sollecitante:

$$V_{Rd} = 93,99 > V_{Sd} = 10,07 \text{ KN}$$