



Progetto esecutivo Adeguamento sismico  
Municipio di Guidizzolo (MN)

**INGEA34**

Studio associato di ingegneria ed architettura  
Via Imre Nagy 58, 46100 – Mantova (MN)

## **COMMITTENTE**



## **COMUNE DI GUIDIZZOLO**

PIAZZALE MARCONI, 1

46040 – GUIDIZZOLO (MN)

**INGEA34**

VIA IMRE NAGY, 58

46100 – MANTOVA (MN)

## **PROGETTO ESECUTIVO ADEGUAMENTO SISMICO** **MUNICIPIO DI GUIDIZZOLO (MN)**

## **R06 - RELAZIONE DI SINTESI DEI RISULTATI** **PROGETTO ESECUTIVO**



<b>Emissione</b>	<b>Data</b>	<b>Redatto</b>	<b>Controllato</b>	<b>Approvato</b>
Emissione	09/02/2023	Mari	Mari	Mari



## 1. INDICE

<b>1. INDICE .....</b>	<b>2</b>
<b>2. INDICE DELLE FIGURE .....</b>	<b>2</b>
<b>3. SINTESI DEI RISULTATI – STATO DI PROGETTO .....</b>	<b>4</b>
<b>3.1. ANALISI STATICA LINEARE .....</b>	<b>4</b>
<b>3.2. ANALISI STATICA NON LINEARE .....</b>	<b>14</b>
3.2.1. Parametri azione sismica .....	14
3.2.2. Risultati analisi sismiche .....	15
3.2.3. Report diagrammi e analisi .....	16
3.2.4. Risultati SLV .....	18
3.2.5. Risultati SLD .....	19
3.2.6. VERIFICHE CAPACITA'-DOMANDA .....	24
3.2.7. Combinazione SLV maggiormente significativa .....	24
<b>4. ANALISI DINAMICA LINEARE .....</b>	<b>26</b>
<b>4.1. Principali risultati .....</b>	<b>26</b>
4.1.1. Intero edificio in muratura .....	26
4.1.2. Nuove travi di fondazione .....	29
4.1.3. Setti in c.a. ....	32
4.1.1. Nuovi muri in muratura armata .....	34
<b>4.2. Verifiche agli SLU .....</b>	<b>36</b>
4.2.1. Travi di fondazione .....	36
4.2.2. Setti in c.a. ....	38
4.2.3. Muratura armata .....	43
<b>4.3. Verifiche agli SLO .....</b>	<b>45</b>
<b>5. ANALISI CINEMATISMI .....</b>	<b>47</b>
<b>6. SISTEMA FRM IN COPERTURA .....</b>	<b>48</b>
<b>7. CONCLUSIONI .....</b>	<b>51</b>

## 2. INDICE DELLE FIGURE

Figura 1: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Sud .....	5
Figura 2: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Sud .....	5
Figura 3: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce Muro interno 1 direzione X .....	6
Figura 4: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi Muro interno 1 direzione X .....	6
Figura 5: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce Muro interno 2 direzione X .....	7
Figura 6: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi Muro interno 2 direzione X .....	7
Figura 7: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Nord (retro) .....	8
Figura 8: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Nord .....	8
Figura 9: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Ovest .....	9
Figura 10: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Ovest .....	9



Figura 11: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Est.....	10
Figura 12: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Est.....	10
Figura 13: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce laterali - retro edificio .....	11
Figura 14: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi laterali - retro edificio .....	11
Figura 15: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce laterali interni .....	12
Figura 16: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi laterali interni .....	12
Figura 17 Curva Fb-dc e curva ADSR - SLV – CC07 .....	18
Figura 18 CC07 Stato SAM - verifiche - modello solida .....	19
Figura 19 CC07 Stato SAM - verifiche - modello unifilare .....	19
Figura 20 Curva Fb-dc e curva ADSR – SLD – CC08 .....	21
Figura 21 CC07 Stato SAM – verifiche SLD - modello solido .....	22
Figura 22 CC08 Stato SAM – verifiche SLD - modello unifilare .....	22
Figura 23: modo 4.....	27
Figura 24: modo 4.....	27
Figura 25: modo 3.....	28
Figura 26: modo 3.....	28
Figura 27: tabella riepilogativa modi di vibrare .....	29
Figura 28: Pressione minima travi fondazione – SLU statico – CC4 .....	30
Figura 29: Pressione minima travi fondazione - SLV - CC39.....	30
Figura 30: Pressione minima travi fondazione - SLE rara - CC82 .....	31
Figura 31: Involuppo momento flettente M3 .....	31
Figura 32: Involuppo taglio V2 .....	32
Figura 33: Involuppo Sforzo Normale .....	32
Figura 34: Involuppo taglio membranale .....	33
Figura 35: Involuppo taglio ortogonale al piano.....	33
Figura 36: Involuppo momento membranale .....	34
Figura 37: Involuppo momento ortogonale al piano .....	34
Figura 38: Max Momento nel piano - Comb. SLV CC46.....	35
Figura 39: Max Sforzo Normale compressione - Comb. SLU 4 .....	35
Figura 40: Max Taglio membranale - Comb. SLV CC34.....	36
Figura 41: verifica a pressoflessione N/M .....	36
Figura 42: verifica a taglio lato calcestruzzo.....	37
Figura 43: verifica a taglio lato acciaio .....	37
Figura 44: diagramma armatura longitudinale .....	38
Figura 45: Rapporto As/Ac .....	38
Figura 46: verifica a pressoflessione N/M .....	39
Figura 47: Verifica a pressoflessione N/M - pareti estese debolmente armate.....	39
Figura 48: verifica N sismica.....	40
Figura 49: verifica snellezza .....	40
Figura 50: verifica a taglio compressione .....	41
Figura 51: verifica a taglio trazione (7.4.16 NTC 2018).....	41
Figura 52: verifica a scorrimento (7.4.18 NTC2018) .....	42
Figura 53: Diagramma rapporto % Af verticale .....	42
Figura 54: Diagramma rapporto %Af orizzontale .....	43
Figura 55: Indicazione numerazione setti piano interrato.....	43
Figura 56: Indicazione numerazione setti piano terra .....	44
Figura 57: Indicazione numerazioni setti piano primo .....	44
Figura 58 Pianta cinematismi .....	48



### 3. SINTESI DEI RISULTATI – STATO DI PROGETTO

Le verifiche di sicurezza globali sono state eseguite mediante un'analisi di tipo statica non lineare. Prima di analizzare gli esiti delle verifiche sismiche si è provveduto all'analisi statica dell'edificio utilizzando un modello a telaio equivalente, a comportamento lineare, per valutare lo stato di sollecitazione delle murature esistenti.

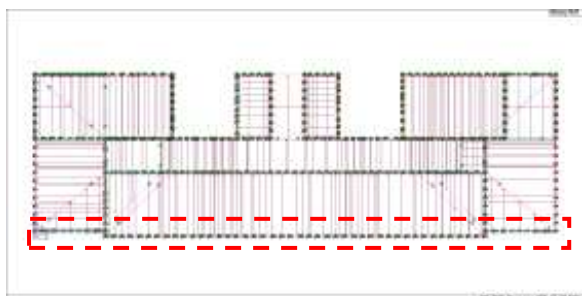
Si è inoltre condotta una modellazione di tipo lineare su di un modello ad elementi finiti bidimensionali, allo scopo di dimensionare i nuovi elementi sismoresistenti, quali i muri di laterizio semipieno, con le relative fondazioni.

Propedeutici all'ottenimento dei risultati nel seguito esposti sono stati i sopralluoghi preliminari, gli approfondimenti bibliografici dei documenti di progetto e una campagna di saggi esplorativi affiancata a prove in sito eseguite con l'ausilio di un laboratorio prove autorizzato. In sede di progetto sono stati assunti i parametri meccanici dei materiali secondo i risultati delle prove condotte e, ove non disponibili queste ultime, secondo le tabelle fornite dalla normativa, assumendo tuttavia un livello di conoscenza intermedio (LC2) giustificato nella apposita relazione sui risultati delle indagini.

Si riportano in forma sintetica i risultati di maggiore interesse delle verifiche.

#### 3.1. ANALISI STATICA LINEARE

Si riportano le verifiche di pressoflessione dei maschi eseguite per un modello FEM con maschi in muratura modellati con elementi monodimensionali, a “telaio equivalente”.



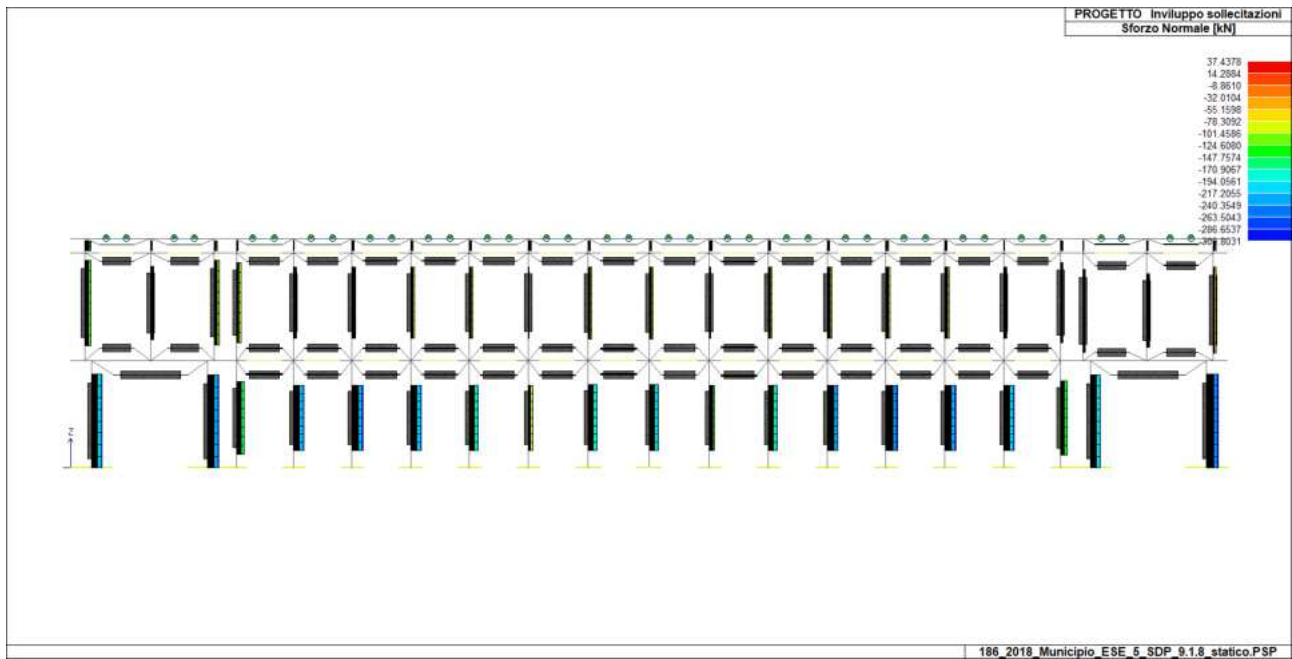


Figura 1: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Sud

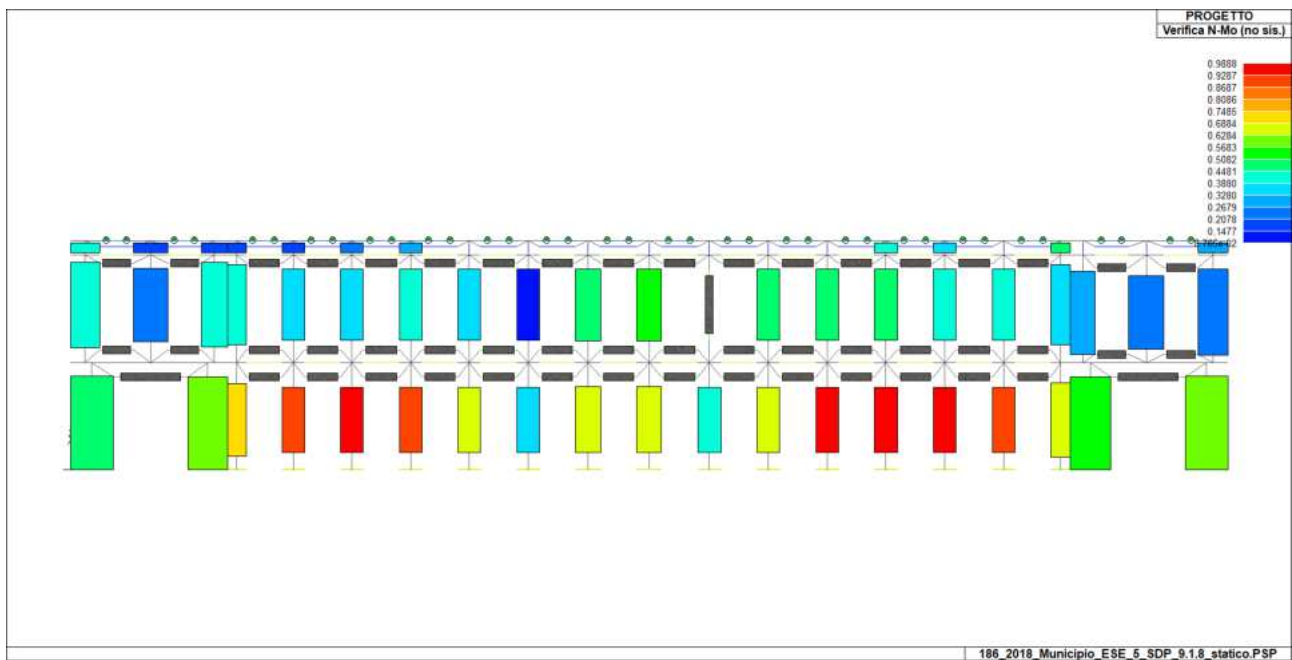


Figura 2: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Sud

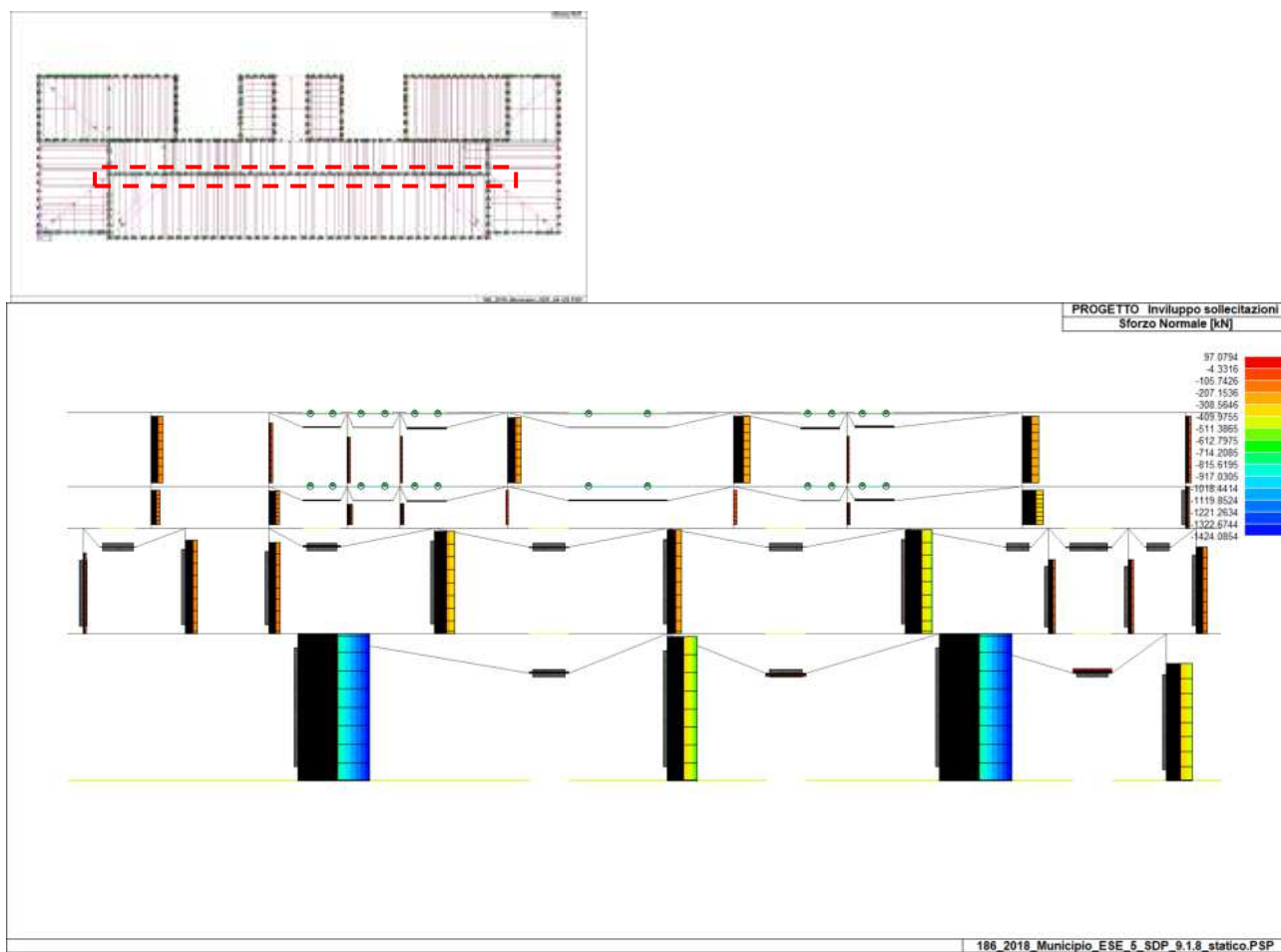


Figura 3: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce Muro interno 1 direzione X

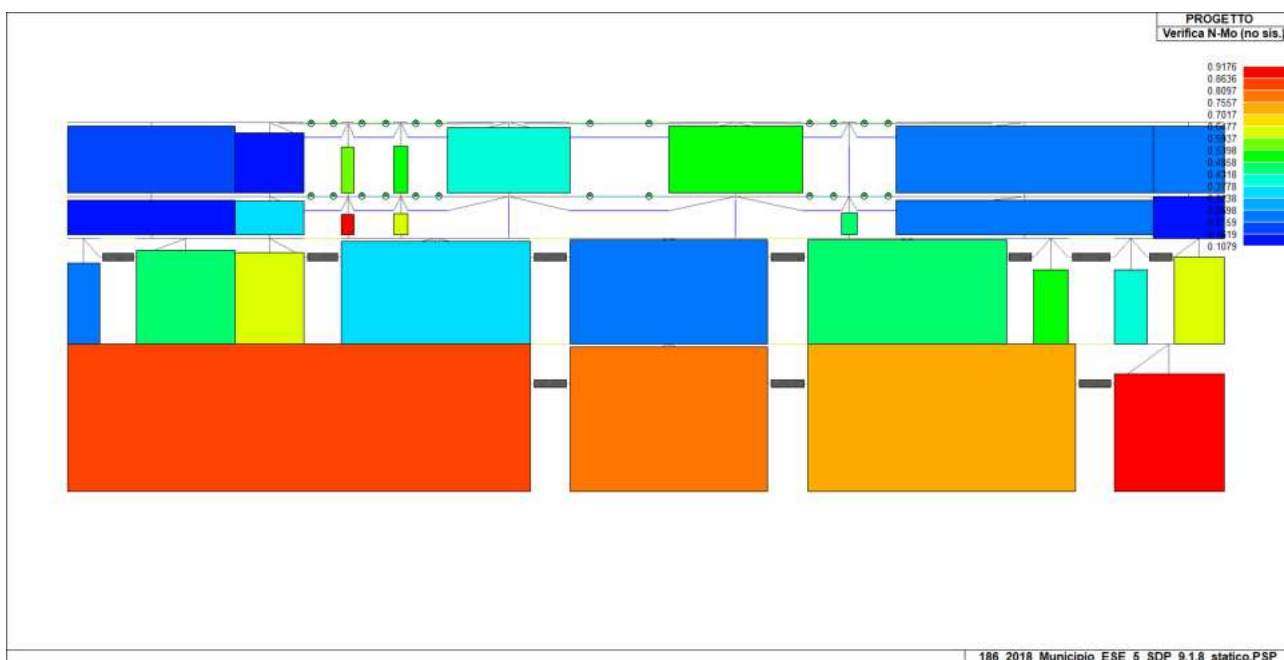


Figura 4: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi Muro interno 1 direzione X



Figura 5: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce Muro interno 2 direzione X

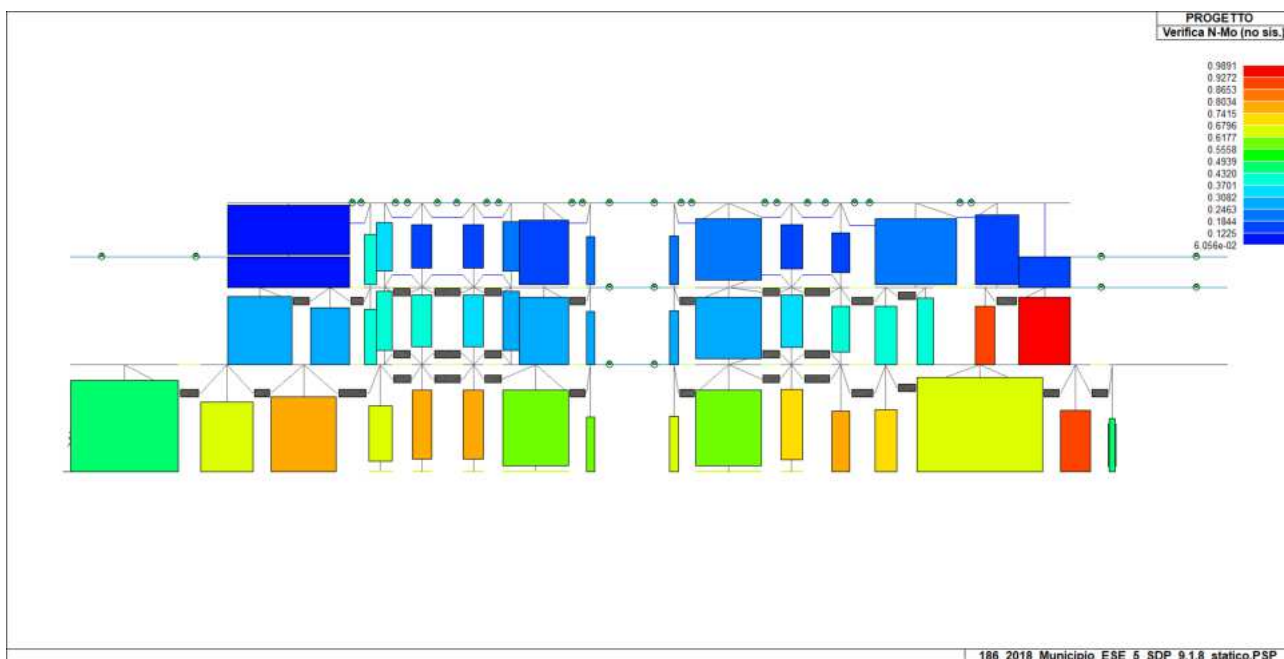


Figura 6: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi Muro interno 2 direzione X



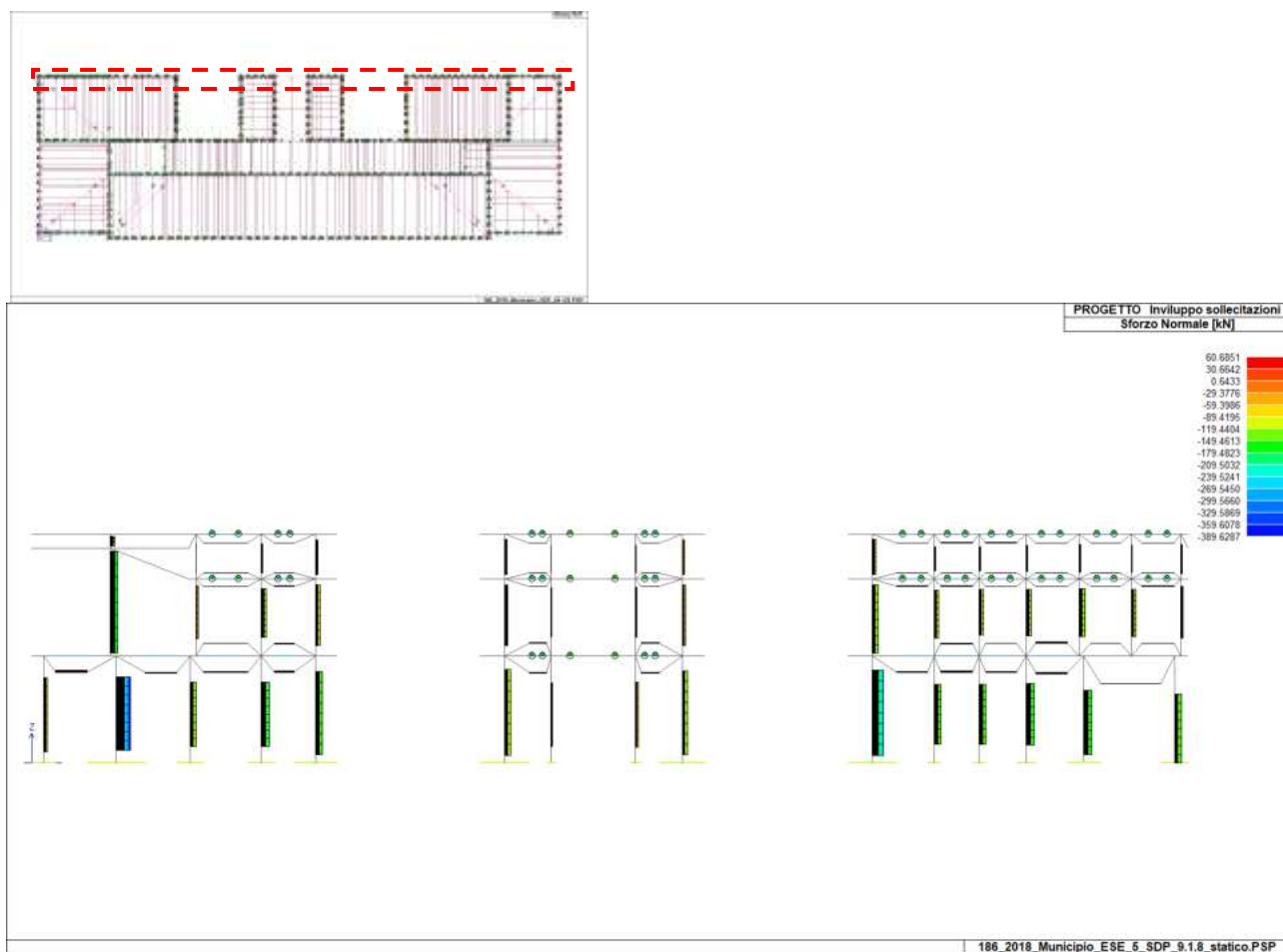


Figura 7: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Nord (retro)

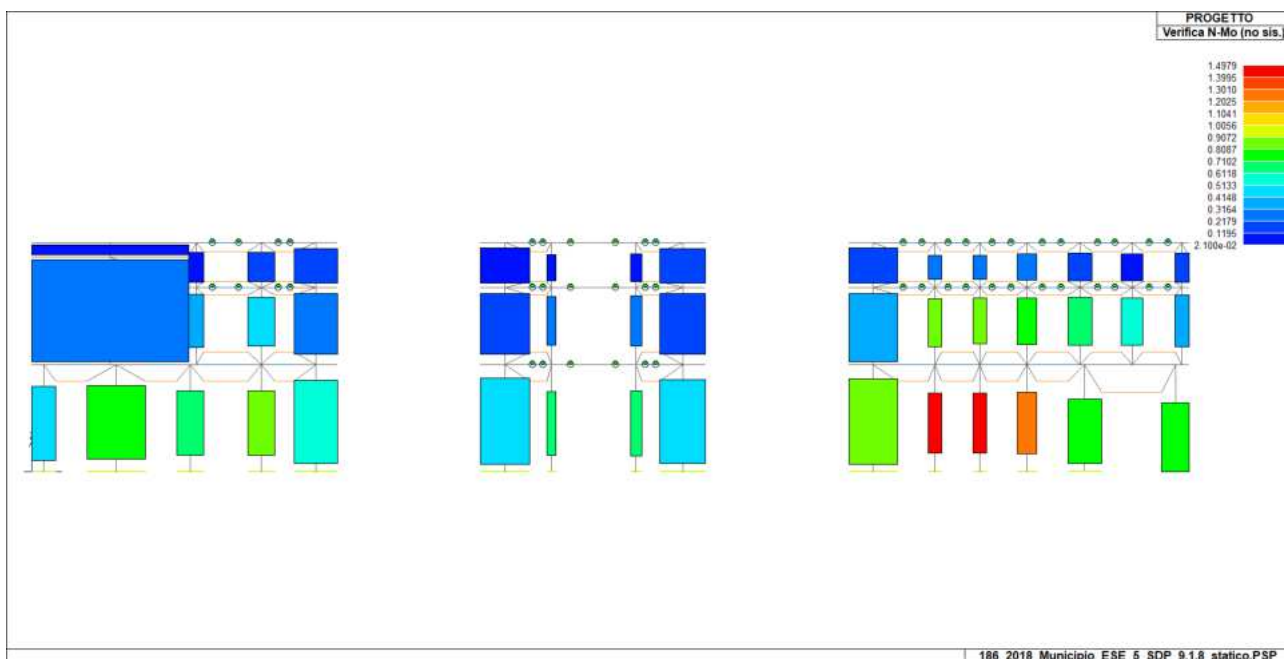


Figura 8: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Nord



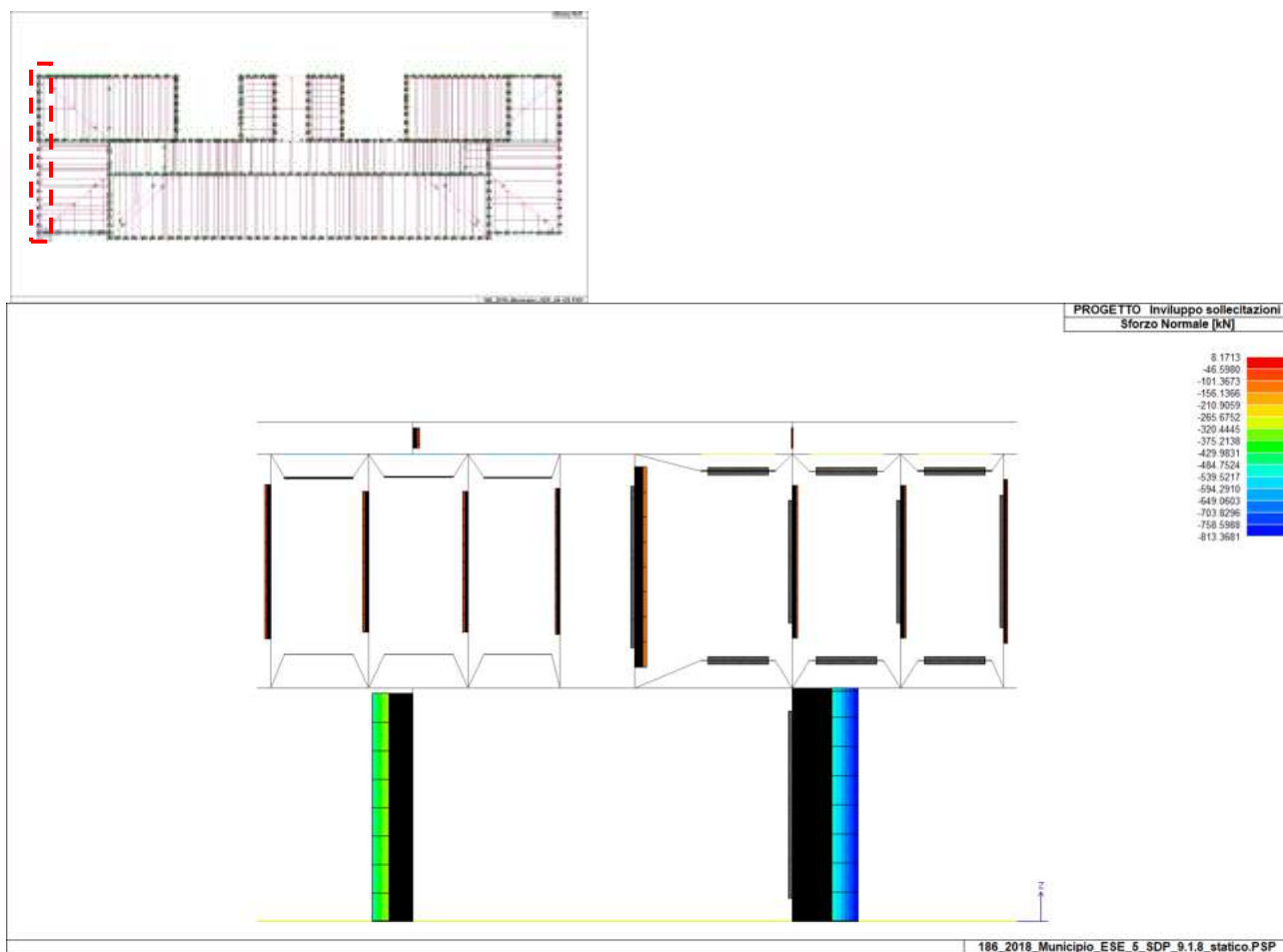


Figura 9: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Ovest

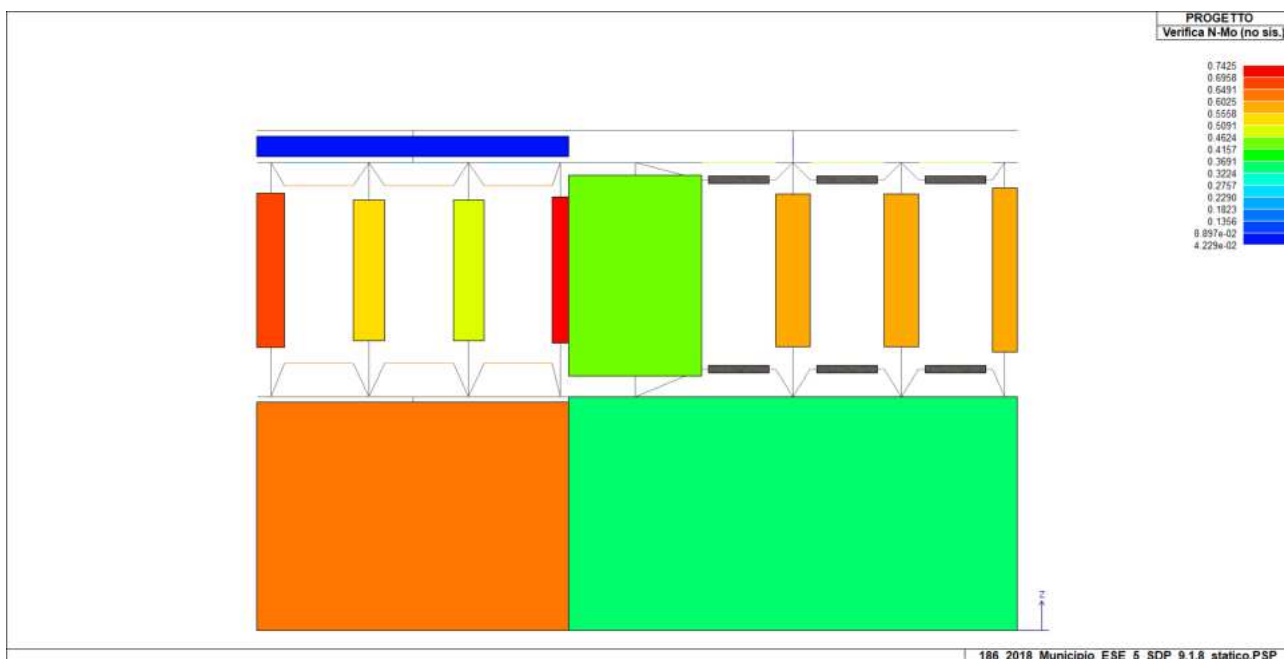


Figura 10: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Ovest

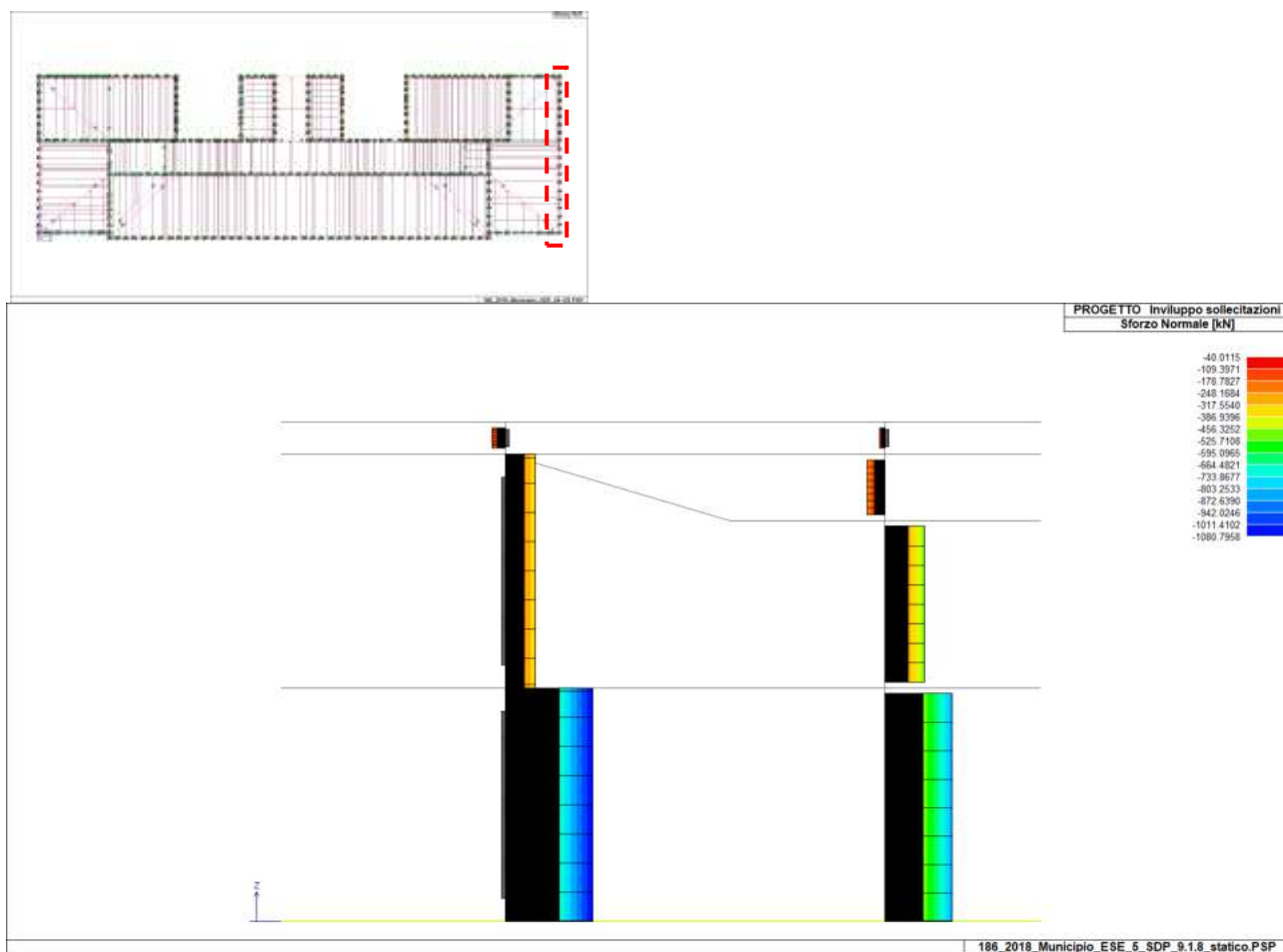


Figura 11: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce prospetto Est

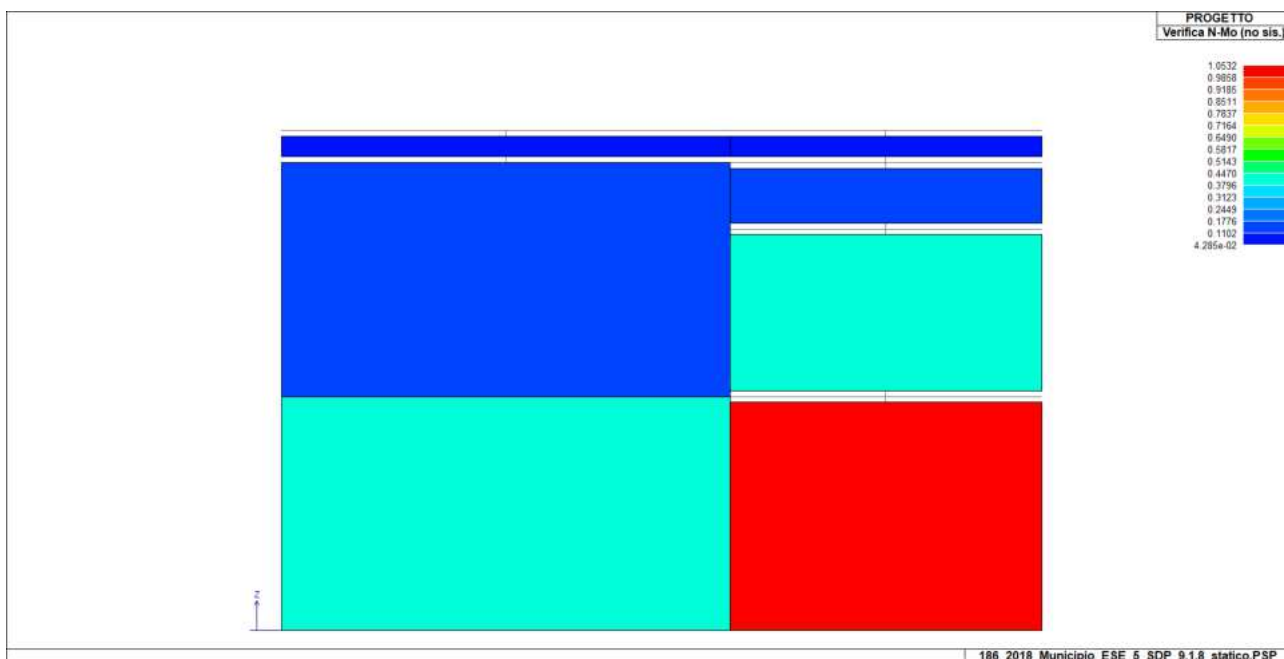


Figura 12: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi prospetto Est

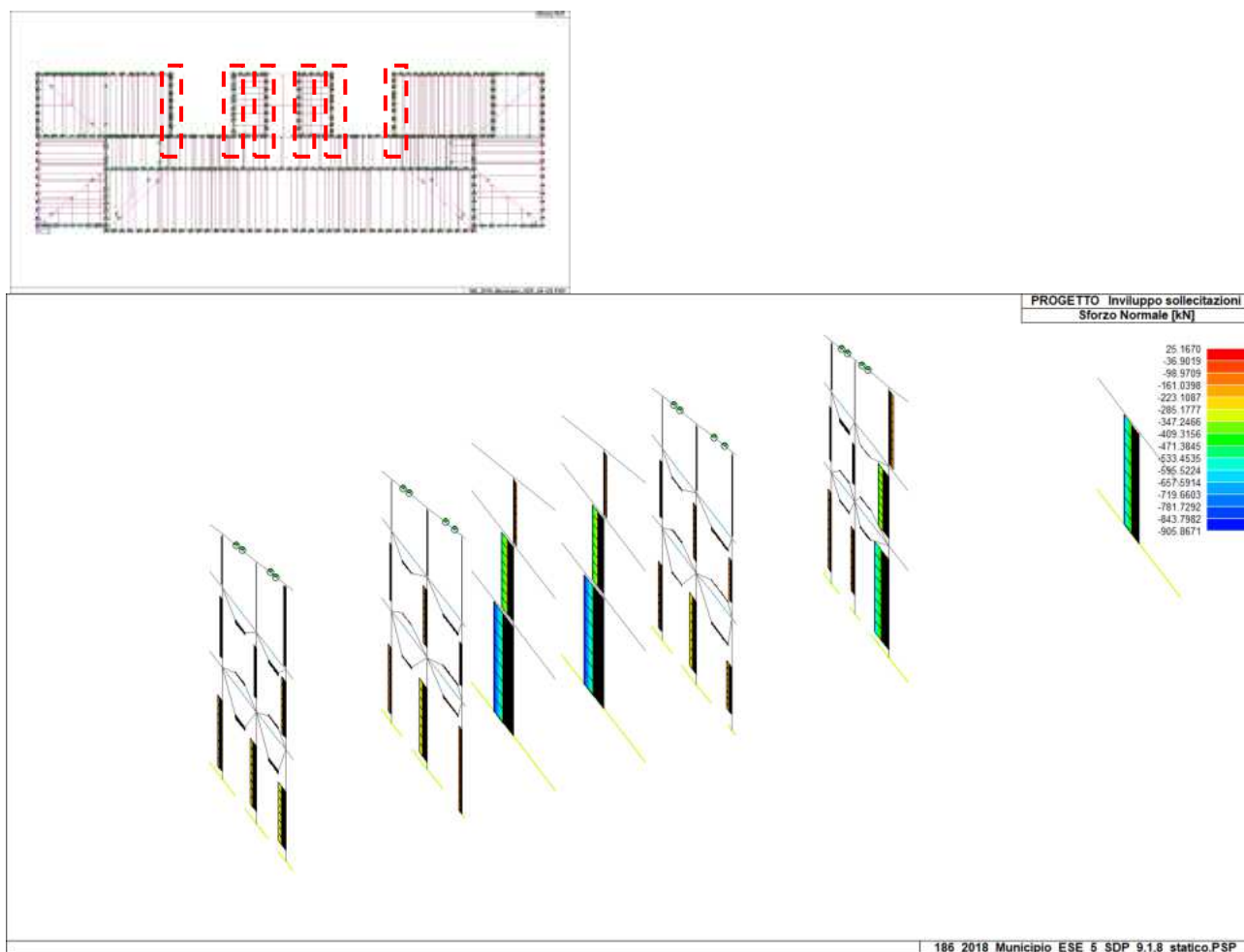


Figura 13: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce laterali - retro edificio

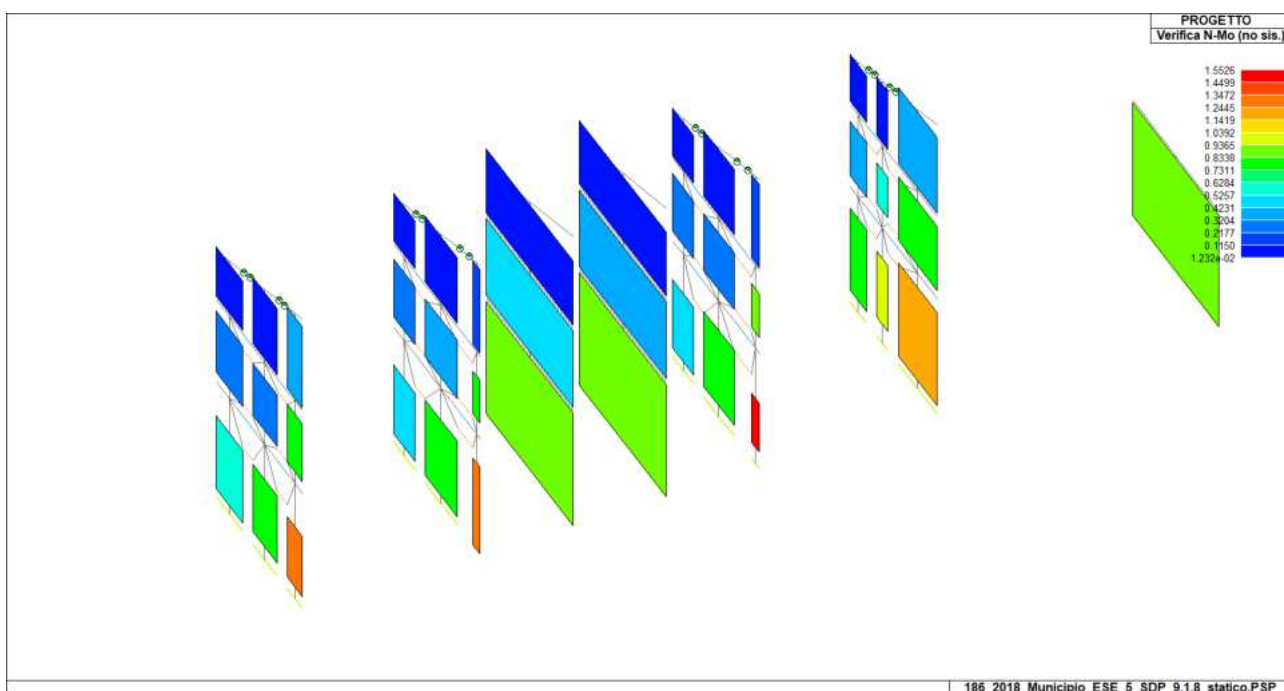


Figura 14: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi laterali - retro edificio



Figura 15: Max sforzo normale - CC4 - maschi e fasce laterali interni

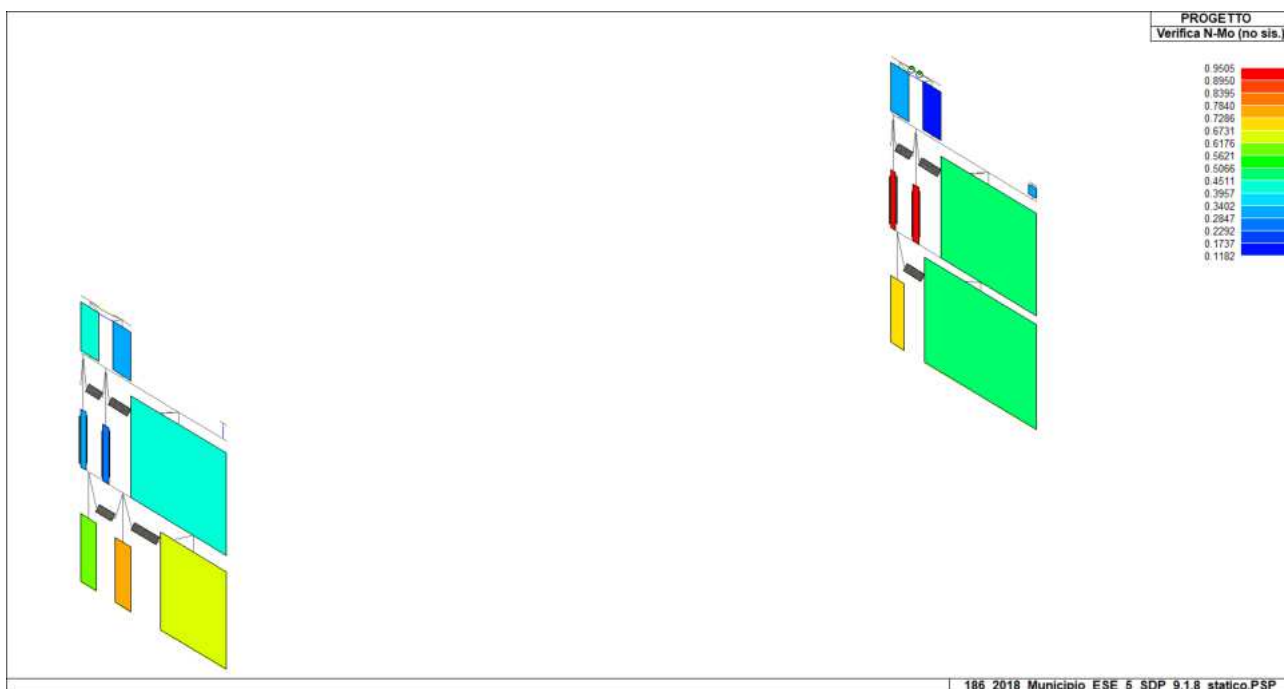


Figura 16: Verifica pressoflessione (4.5.5 NTC2018) maschi laterali interni



Nello stato di fatto erano stati evidenziati un numero significativo di maschi non verificati a pressoflessione per le combinazioni statiche, dove si adotta una resistenza di progetto a compressione fattorizzata di un valore  $\phi$  funzione della snellezza convenzionale.

Nello stato di progetto, solamente un numero molto ridotto di maschi murari risulta non pienamente verificato, ma come esplicitato in premessa, il livello di sicurezza attuale è considerato accettabile trattandosi di una costruzione esistente soddisfacente i livelli di sicurezza previsti da norme previgenti per azioni ambientali non sismiche. Peraltro queste verifiche sono condotte adottando un livello di conoscenza intermedio cui compete un valore di  $FC=1.20$  che riduce la resistenza finale del materiale.



## 3.2. ANALISI STATICA NON LINEARE

Il calcolo è stato eseguito mediante l'ausilio di un software agli elementi finiti. E' stata condotta una analisi statica non lineare, con riferimento al Capitolo 7.3.4.2 del D.M. 17 Gennaio 2018, secondo le modalità di distribuzione delle forze e di calcolo dello spostamento del punto di controllo indicata al §**Errore. L'origine r**  
**iferimento non è stata trovata.** del presente documento.

Per ogni singolo caso di carico sismico si individuano 4 stati limite di interesse: (SL CO collasso, SL V salvaguardia della vita, SL D danno e SL O operatività)

Il punto di prestazione viene calcolato con il metodo A descritto al §C7.3.4.2 della circolare 7/2019 C.S.LL.PP.

I risultati delle analisi di seguito riportati sono pertanto:

- parametri di calcolo dell'azione sismica
- parametri di calcolo del sistema bilineare equivalente e domanda di spostamento effettivo della struttura
- curva forza complessiva applicata / spostamento del punto di controllo

I risultati sono esplicitati sottoforma di tabella riassuntiva dove nella prima colonna sono indicate le 16 combinazioni e in ogni colonna successiva è riportato il valore i-esimo riferito all'i-esima combinazione.

### 3.2.1. Parametri azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell' allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L' azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;





- Comune di ubicazione dell'opera: Piazza Marconi 1, Guidizzolo (MN)
- Coordinate geografiche sito:
  - Latitudine = 45°,318696
  - Longitudine = 10°,582566
- Categoria di suolo di fondazione: "C" (vedi relazione geologica)
- Categoria topografica: "T1";
- Vita nominale 50 anni – Opera ordinaria;
- Classe d'uso IV: costruzione il cui uso preveda affollamenti significativi
- Coefficiente d'uso  $C_u = 2.0$

I parametri sismici per la definizione degli spettri sono quindi:

Per la struttura in esame si sono adottati i parametri di pericolosità sismica da analisi di Risposta Sismica locale; si sono adottati i parametri spettrali riportati nelle seguenti tabelle; i parametri consentono la definizione degli spettri elastici come previsto al cap. 3.2 delle norme tecniche.

### 3.2.2. Risultati analisi sismiche

In questo paragrafo si riportano in forma tabellare per ciascuna combinazione dell'analisi non lineare le caratteristiche dell'oscillatore equivalente e del sistema strutturale reale,

Le colonne che costituiscono la tabella e che contengono le informazioni utili per il tracciamento delle curve di capacità sono le seguenti:

<b>CMB</b>	Indice della combinazione Pushover												
<b>Stato</b>	V: verificato NV: non verificato												
<b>Angolo ing.</b>	Direzione di ingresso del sisma												
<b>Distribuzione F</b>	Modalità di applicazione delle forze sismiche (proporzionale, modale, statica approssimata)												
<b>m* x g</b>	Massa del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>K*</b>	Rigidezza del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>T*</b>	Periodo del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>Gamma</b>	Fattore di partecipazione (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>dy*</b>	Spostamento limite elastico del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>Fy*</b>	Forza di plasticizzazione del sistema equivalente (circolare 21 gennaio 2019 paragrafo C7.3.4.2)												
<b>dmax</b>	Spostamento massimo del sistema reale MDOF												
<b>Fmax</b>	Taglio massimo alla base del sistema reale MDOF												
<b>au/a1</b>	rapporto tra il moltiplicatore di collasso ultimo e il moltiplicatore relativo alla prima plasticizzazione;												

CMB-SLV	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
		cm	cm	g	g	anni	anni	%	%				
5	ok	1.40	1.47	0.17	0.18	526.6	580.2	17.29	15.83	1.04	1.10	0.92	2.55
6	ok	1.39	1.44	0.17	0.18	526.6	560.9	17.29	16.33	1.02	1.06	0.94	2.53

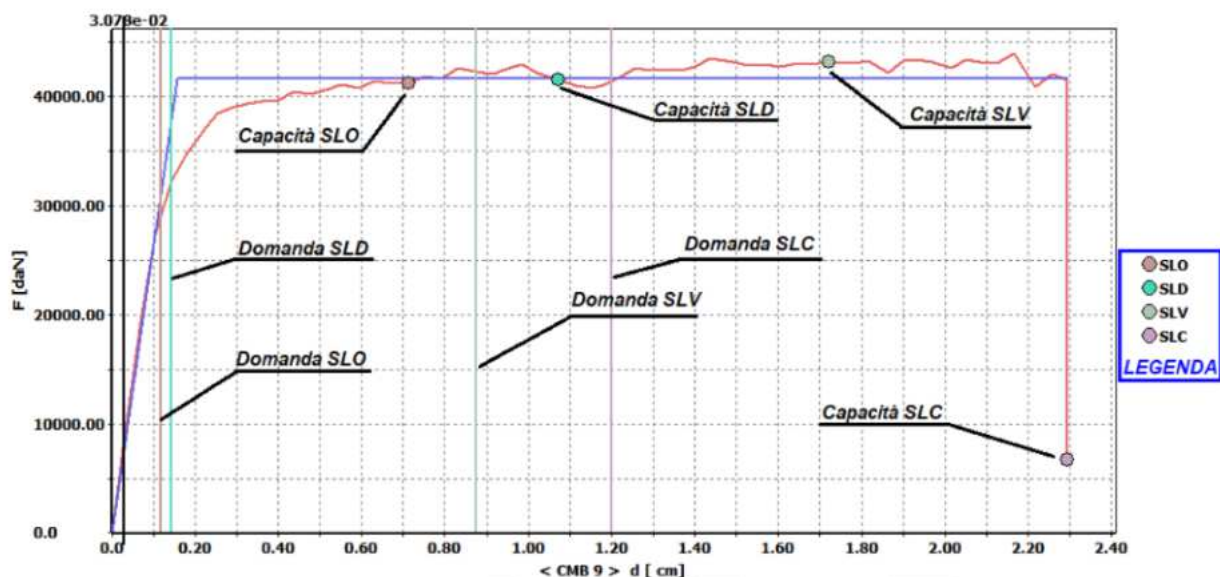


CMB-SLV	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
7	ok	1.38	1.39	0.17	0.17	526.6	531.4	17.29	17.15	1.00	1.01	0.99	2.54
8	ok	1.38	1.39	0.17	0.17	526.6	532.2	17.29	17.13	1.00	1.01	0.99	2.54
9	ok	0.77	1.51	0.17	0.27	526.6	1653.9	17.29	5.87	1.53	3.14	0.34	1.48
10	ok	0.73	1.90	0.17	0.31	526.6	2475.0	17.29	3.96	1.77	4.70	0.23	1.28
11	ok	0.95	1.36	0.17	0.21	526.6	921.4	17.29	10.29	1.24	1.75	0.59	1.54
12	ok	0.77	1.60	0.17	0.26	526.6	1536.8	17.29	6.30	1.49	2.92	0.36	1.22
13	ok	1.22	1.49	0.17	0.20	526.6	758.0	17.29	12.36	1.15	1.44	0.71	2.22
14	ok	1.22	1.50	0.17	0.20	526.6	769.1	17.29	12.19	1.15	1.46	0.71	2.22
15	ok	1.23	1.65	0.17	0.21	526.6	909.0	17.29	10.42	1.23	1.73	0.60	2.17
16	ok	1.23	1.63	0.17	0.21	526.6	884.5	17.29	10.69	1.22	1.68	0.62	2.18
17	ok	0.55	1.41	0.17	0.29	526.6	2166.3	17.29	4.51	1.69	4.11	0.26	1.26
18	ok	0.54	1.74	0.17	0.31	526.6	2475.0	17.29	3.96	1.77	4.70	0.23	1.13
19	ok	0.70	1.44	0.17	0.26	526.6	1556.5	17.29	6.22	1.50	2.96	0.36	1.29
20	ok	0.58	1.40	0.17	0.27	526.6	1747.9	17.29	5.56	1.56	3.32	0.32	1.11
CMB-SLV												Rapp: Pr	
												0.23	

### 3.2.3. Report diagrammi e analisi

Nel presente paragrafo si riportano le curve taglio alla base  $F_b$  - spostamento  $d_c$  e le immagini relative ai danni dei singoli elementi strutturali nelle condizioni peggiori riscontrate per ciascuno stato limite di verifica.












Sulle curve dell'analisi Pushover gli spostamenti in termini di capacità per ogni Stato limite sono individuati da indicatori circolari, mentre in termini di domanda i limiti sono individuati da rette verticali.



I danneggiamenti strutturali degli elementi nel modello a vista unifilare sono indicati mediante una serie di simboli colorati di cui si riporta la legenda:

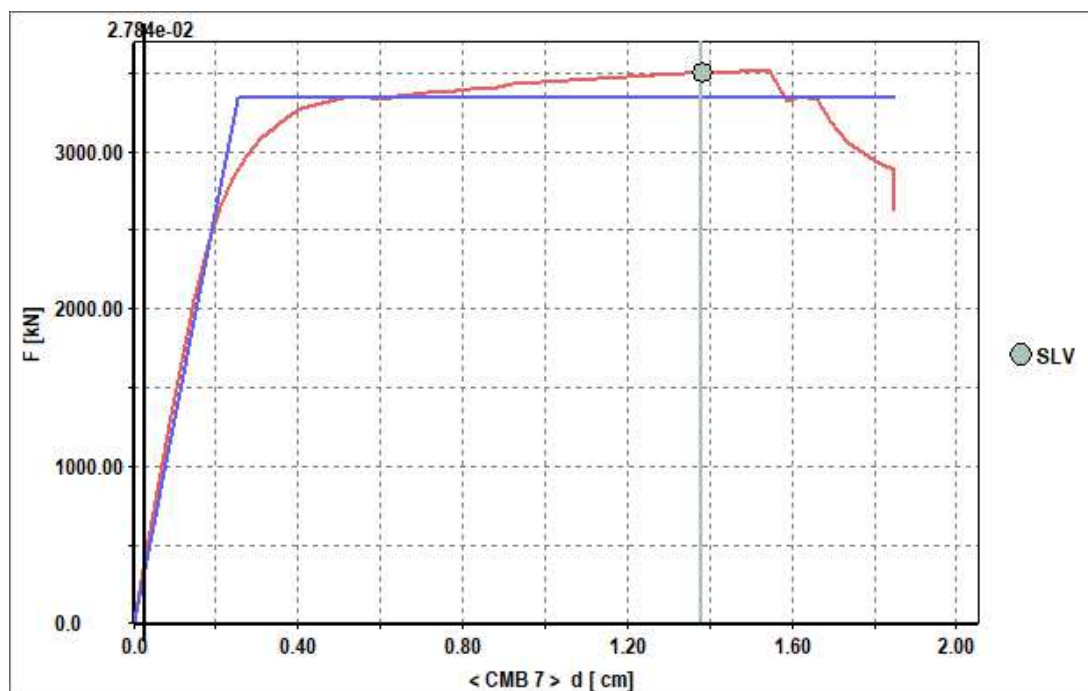
id danno	Simbolo Danno	Tipologia Danneggiamento
drO		superamento drift interpiano (in entrambe le direzioni) allo SLO
drOo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (sinistra), oppure ortogonale (destra) alla parete allo SLO
drD		superamento drift interpiano (in entrambe le direzioni)allo SLD



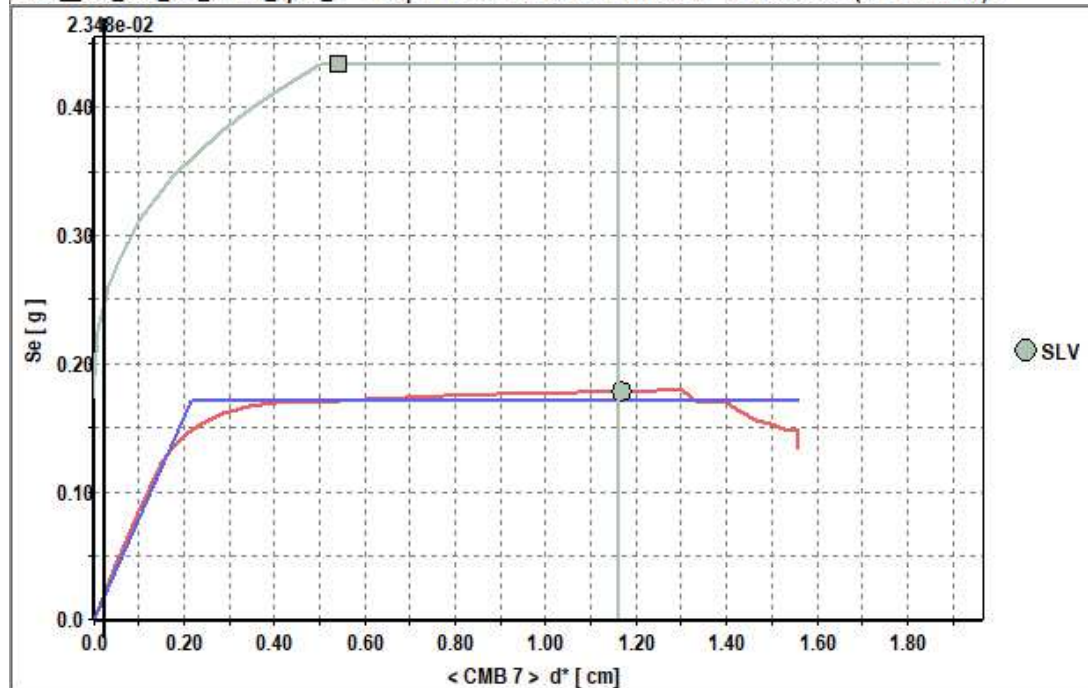
drDo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (sinistra), oppure ortogonale (destra) alla parete allo SLD
drV		superamento drift interpiano (in entrambe le direzioni) allo SLV
drVo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (sinistra), oppure ortogonale (destra) alla parete allo SLV
drC		superamento drift interpiano (in entrambe le direzioni) allo SLC
drCo		superamento drift interpiano in direzione longitudinale (sinistra), oppure ortogonale (destra) alla parete allo SLC
NM		superamento resistenza a presso-flessione (in entrambe le direzioni) della parete
NMo		superamento resistenza a presso-flessione in direzione longitudinale (sinistra), oppure ortogonale (destra) alla parete
V		superamento resistenza a taglio in direzione longitudinale alla parete
Vo		superamento resistenza a taglio in direzione ortogonale alla parete
N		superamento resistenza a sforzo normale (trazione)
N		superamento resistenza a sforzo normale (compressione)



### 3.2.4. Risultati SLV



CMB\_007\_nlin\_tria\_dir180\_epos\_4 < Step 1 - PGA= 4.510e-02 - F=412.0010 - d= 2.784e-02 (d\*= 2.348e-02) >



CMB\_007\_nlin\_tria\_dir180\_epos\_4 < Step 1 - PGA= 4.510e-02 - F=412.0010 - d= 2.784e-02 (d\*= 2.348e-02) >

Figura 17 Curva Fb-dc e curva ADRS - SLV – CC07



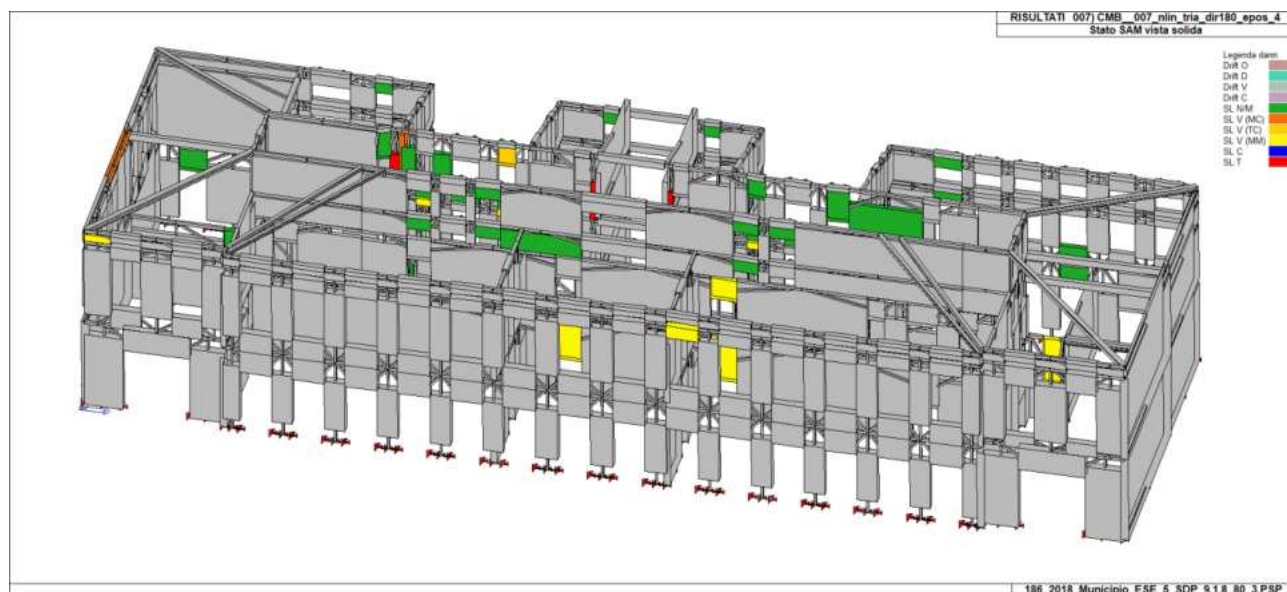


Figura 18 CC07 Stato SAM - verifiche - modello solida

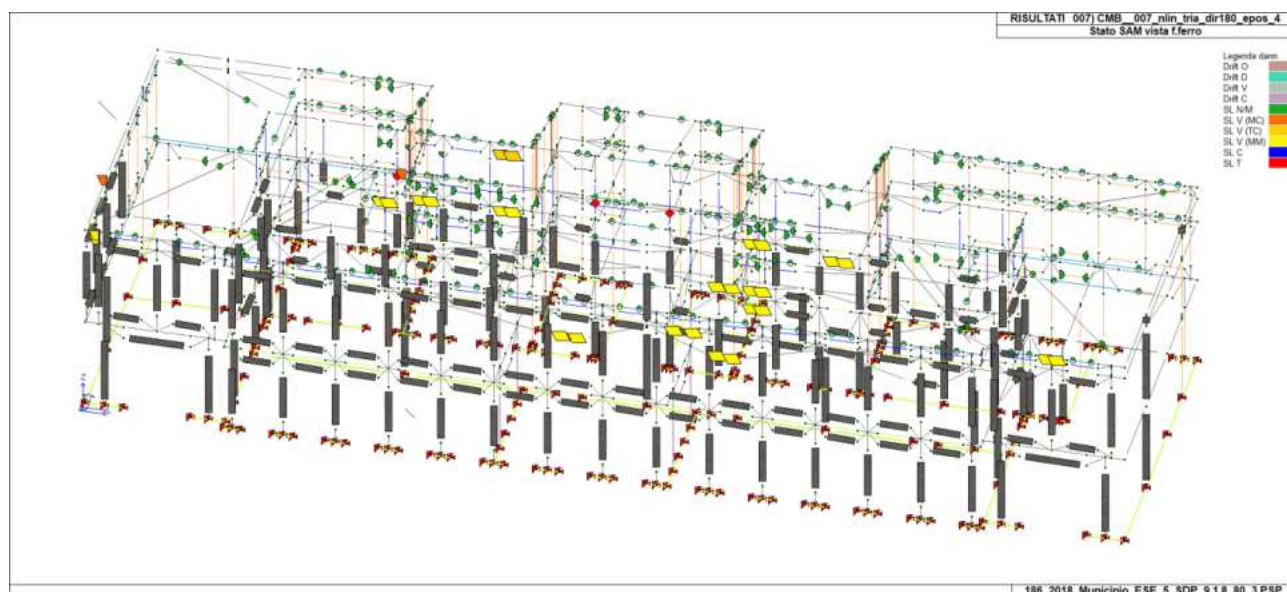


Figura 19 CC07 Stato SAM - verifiche - modello unifilare

### 3.2.5. Risultati SLD

Essendo l'edificio classificato in classe d'uso IV, sono necessarie anche le verifiche strutturali agli SLE, come indicato al capitolo 8.3 delle NTC 2018, di cui si riporta uno stralcio.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Al paragrafo 7.3.6 viene esplicitato che tipologia di verifiche effettuare per ogni stato limite in funzione della classe d'uso dell'edificio.



Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>(*)</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(**)</sup>			DUT <sup>(**)</sup>		

<sup>(\*)</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

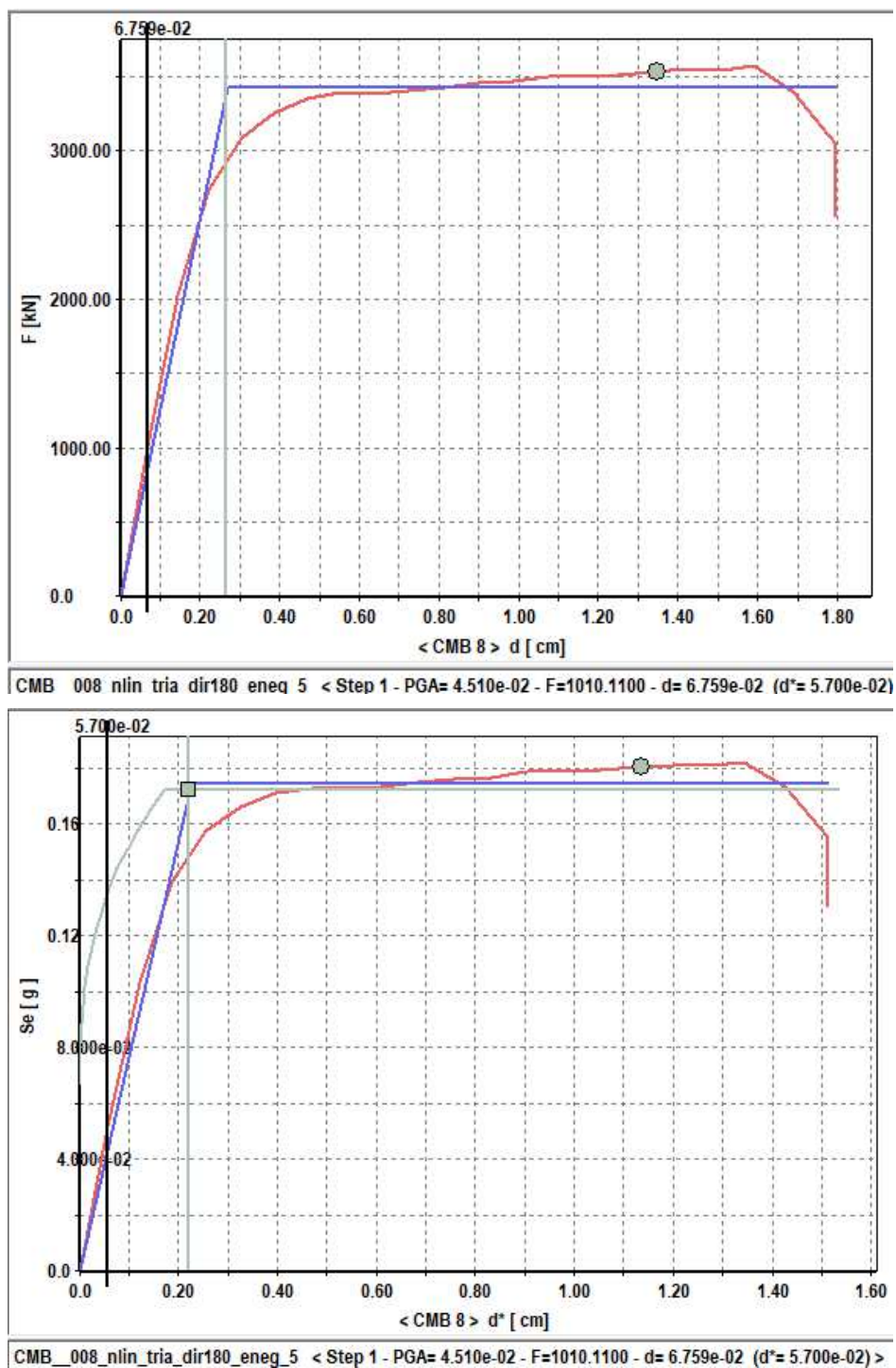
Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche

STATI LIMITE		Descrizione della prestazione		ST			NS	IM		Classe d'uso		
				RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV
SLE	SLO	NS	Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1								x
		IM	Funzionamento degli impianti					§ 7.3.6.3				x
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
		NS	Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1						x	x	
SLU	SLV	ST	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili		§ 7.3.6.1					x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi				§ 7.3.6.3				x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti					§ 7.3.6.3			x	x
	SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)					x	x
		ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)					x	x

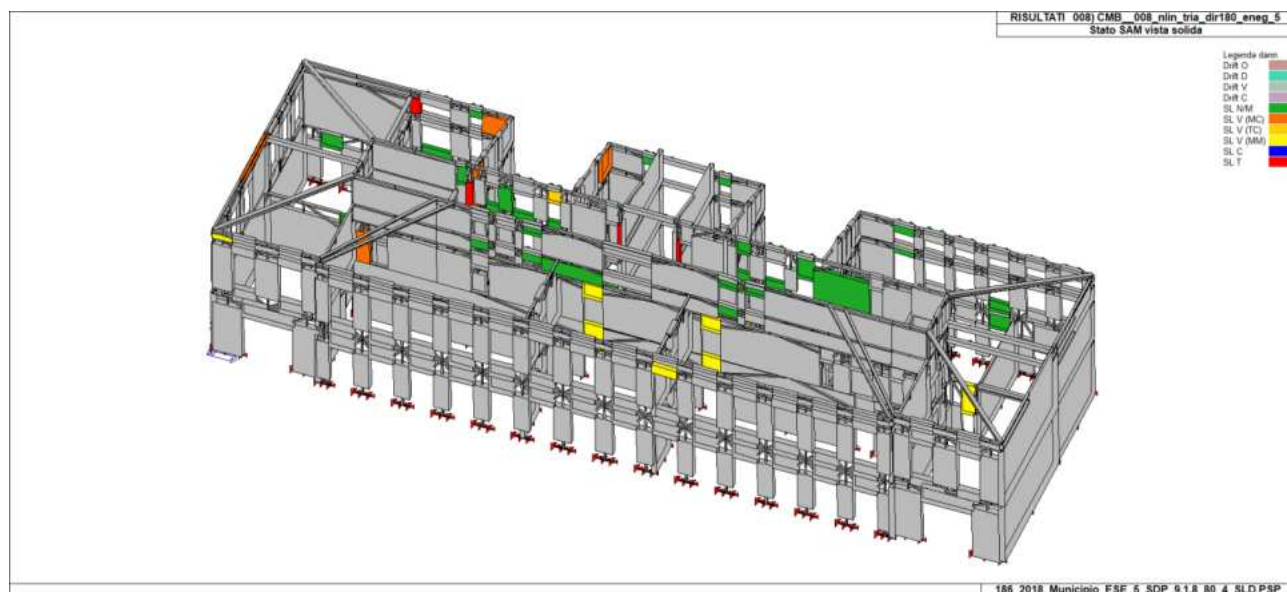
Per quanto riguarda gli SLD, devono essere effettuate delle verifiche di resistenza, mentre per gli SLO sono necessarie delle verifiche di rigidezza per controllare il danneggiamento degli elementi non strutturali, le verifiche agli SLO verranno mostrate nel modello lineare.

Per effettuare l'analisi strutturale agli SLD, è stato creato un modello di calcolo non lineare identico al precedente, dove lo spettro di verifica impostato per le verifiche strutturali è quello all'SLD.

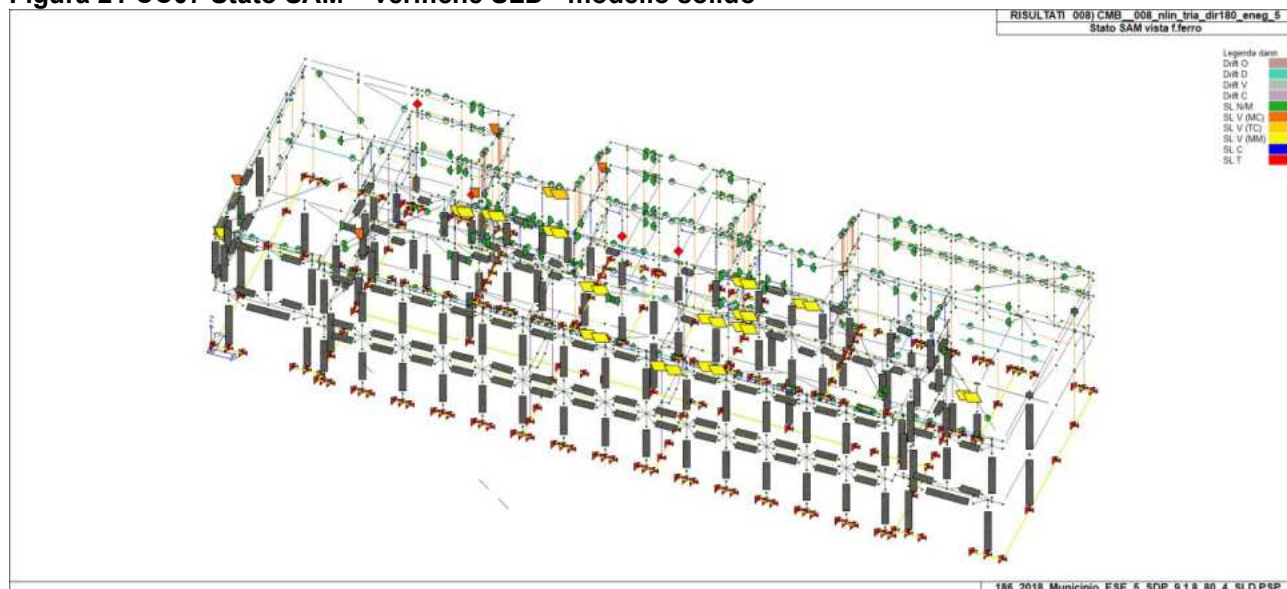




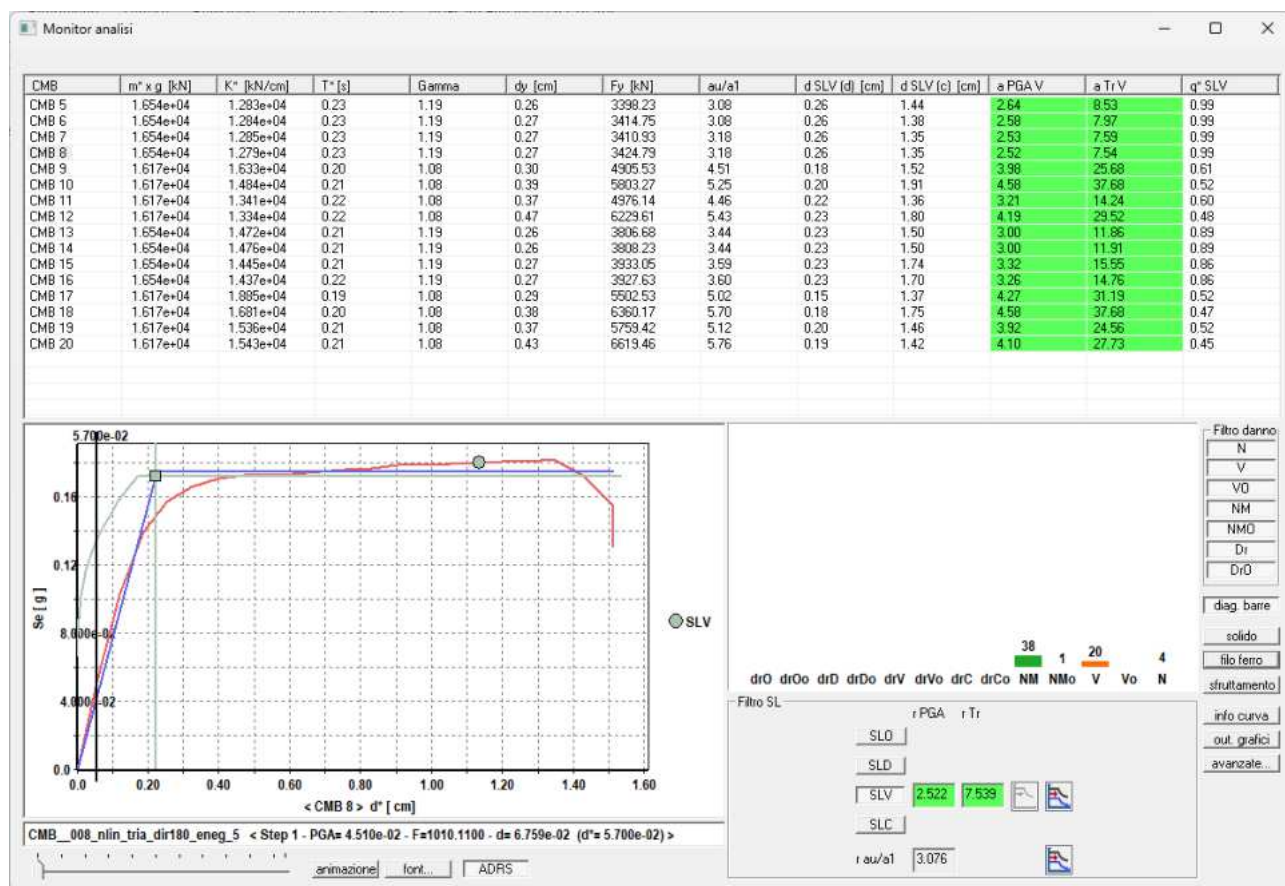
**Figura 20 Curva Fb-dc e curva ADSR – SLD – CC08**



**Figura 21 CC07 Stato SAM – verifiche SLD - modello solido**



**Figura 22 CC08 Stato SAM – verifiche SLD - modello unifilare**



CMB-SLV	Stato	Dom: d	Cap: d	Dom: PGA	Cap: PGA	Dom: Tr	Cap: Tr	Dom: Pr	Cap: Pr	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
		cm	cm	g	g	anni	anni	%	%				
5	ok	0.26	1.44	0.07	0.18	65.7	560.0	78.18	16.35	2.64	8.53	0.21	0.99
6	ok	0.26	1.38	0.07	0.17	65.7	523.4	78.18	17.39	2.58	7.97	0.22	0.99
7	ok	0.26	1.35	0.07	0.17	65.7	498.2	78.18	18.18	2.53	7.59	0.23	0.99
8	ok	0.26	1.35	0.07	0.17	65.7	495.2	78.18	18.29	2.52	7.54	0.23	0.99
9	ok	0.18	1.52	0.07	0.27	65.7	1686.6	78.18	5.76	3.98	25.68	0.07	0.61
10	ok	0.20	1.91	0.07	0.31	65.7	2475.0	78.18	3.96	4.58	37.68	0.05	0.52
11	ok	0.22	1.36	0.07	0.22	65.7	935.0	78.18	10.14	3.21	14.24	0.13	0.60
12	ok	0.23	1.80	0.07	0.28	65.7	1938.6	78.18	5.03	4.19	29.52	0.06	0.48
13	ok	0.23	1.50	0.07	0.20	65.7	779.3	78.18	12.04	3.00	11.86	0.15	0.89
14	ok	0.23	1.50	0.07	0.20	65.7	782.3	78.18	12.00	3.00	11.91	0.15	0.89
15	ok	0.23	1.74	0.07	0.22	65.7	1021.6	78.18	9.33	3.32	15.55	0.12	0.86
16	ok	0.23	1.70	0.07	0.22	65.7	969.7	78.18	9.80	3.26	14.76	0.13	0.86
17	ok	0.15	1.37	0.07	0.29	65.7	2048.5	78.18	4.76	4.27	31.19	0.06	0.52
18	ok	0.18	1.75	0.07	0.31	65.7	2475.0	78.18	3.96	4.58	37.68	0.05	0.47
19	ok	0.20	1.46	0.07	0.26	65.7	1613.1	78.18	6.01	3.92	24.56	0.08	0.52
20	ok	0.19	1.42	0.07	0.28	65.7	1821.6	78.18	5.34	4.10	27.73	0.07	0.45
CMB-SLV												Rapp: Pr	
												0.05	



### 3.2.6. VERIFICHE CAPACITA'-DOMANDA

In questo paragrafo si riportano in forma tabellare le verifiche dell'analisi Pushover confrontando i dati relativi alla domanda e alla capacità in termini di spostamento, di accelerazioni di picco al suolo e di periodo di ritorno per ciascuna delle combinazioni sismiche. Si differenziano le tabelle in funzione degli stati limite considerati.

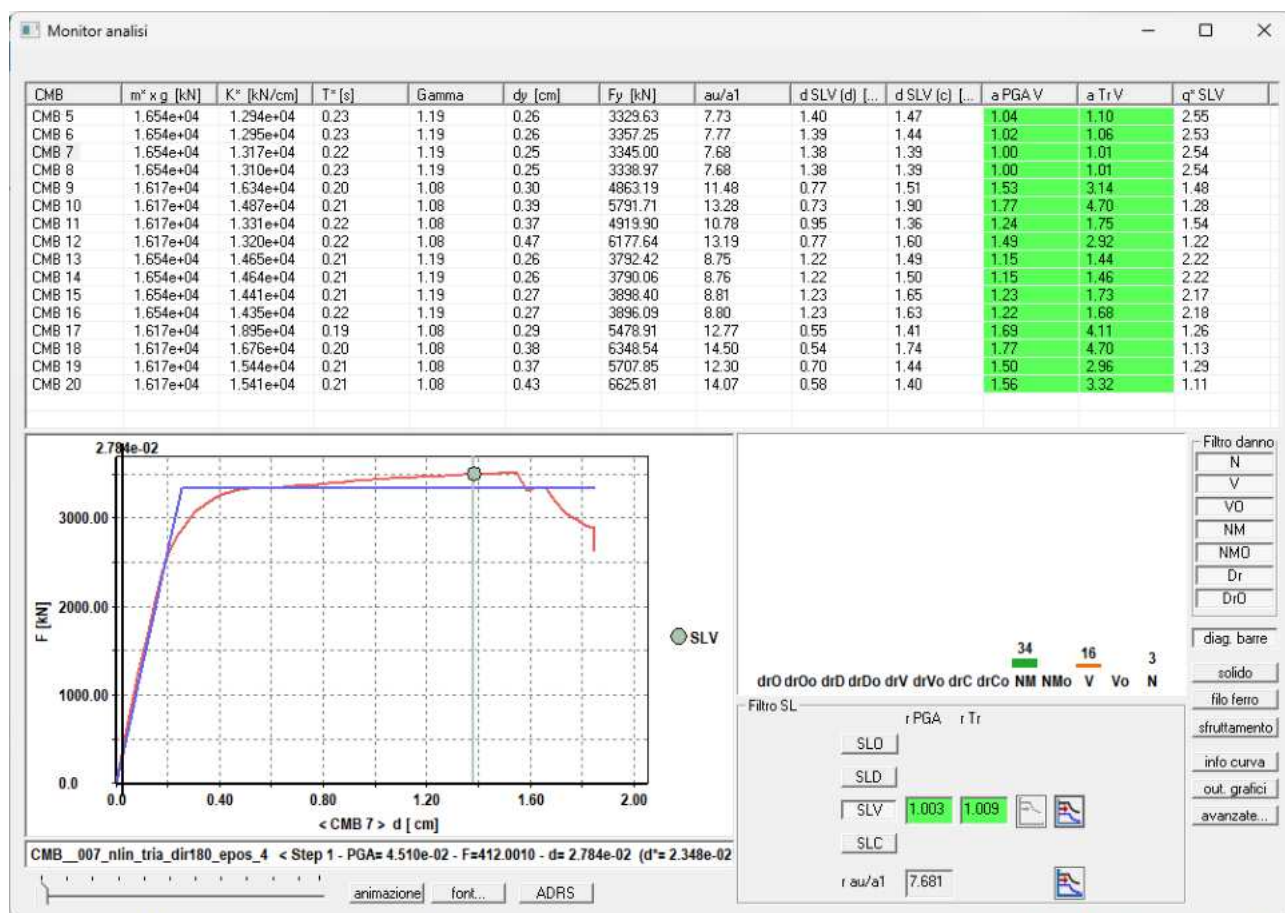
Le colonne che costituiscono la tabella sono le seguenti:

<b>CMB</b>	Indice della combinazione
<b>Stato</b>	<b>Ok</b> : combinazione verificata ( $D(d) < C(d)$ ); <b>NV</b> : non verificato ( $D(d) > C(d)$ )
<b>Dom (d)</b>	domanda in termini di spostamento dell'i-esima combinazione
<b>Cap (d)</b>	Capacità in termini di spostamento dell'i-esima combinazione
<b>Dom (PGA)</b>	domanda in termini di PGA dell'i-esima combinazione
<b>Cap (PGA)</b>	Capacità in termini di PGA dell'i-esima combinazione
<b>Dom (Tr)</b>	domanda in termini di tempo di ritorno dell'i-esima combinazione
<b>Cap (Tr)</b>	Capacità in termini di tempo di ritorno dell'i-esima combinazione
<b>Rapp: PGA</b>	Rapporto tra la capacità e la domanda in termini di PGA dell'i-esima combinazione ( $>1$ per la validità della verifica)
<b>Rapp: Tr</b>	Rapporto tra la capacità e la domanda in termini di Tempo di Ritorno dell'i-esima combinazione ( $>1$ per la validità della verifica)
<b>q*</b>	(solo per combinazioni SLV e SLC) rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente allo SLV/SLC dell'i-esima combinazione

### 3.2.7. Combinazione SLV maggiormente significativa

CMB-SLV	Stato	Dom: d cm	Cap: d cm	Dom: PGA g	Cap: PGA g	Dom: Tr anni	Cap: Tr anni	Dom: Pr %	Cap: Pr %	Rapp: PGA	Rapp: Tr	Rapp: Pr	q* SLV
5	ok	1.40	1.47	0.17	0.18	526.6	580.2	17.29	15.83	1.04	1.10	0.92	2.55
6	ok	1.39	1.44	0.17	0.18	526.6	560.9	17.29	16.33	1.02	1.06	0.94	2.53
7	ok	1.38	1.39	0.17	0.17	526.6	531.4	17.29	17.15	1.00	1.01	0.99	2.54
8	ok	1.38	1.39	0.17	0.17	526.6	532.2	17.29	17.13	1.00	1.01	0.99	2.54
9	ok	0.77	1.51	0.17	0.27	526.6	1653.9	17.29	5.87	1.53	3.14	0.34	1.48
10	ok	0.73	1.90	0.17	0.31	526.6	2475.0	17.29	3.96	1.77	4.70	0.23	1.28
11	ok	0.95	1.36	0.17	0.21	526.6	921.4	17.29	10.29	1.24	1.75	0.59	1.54
12	ok	0.77	1.60	0.17	0.26	526.6	1536.8	17.29	6.30	1.49	2.92	0.36	1.22
13	ok	1.22	1.49	0.17	0.20	526.6	758.0	17.29	12.36	1.15	1.44	0.71	2.22
14	ok	1.22	1.50	0.17	0.20	526.6	769.1	17.29	12.19	1.15	1.46	0.71	2.22
15	ok	1.23	1.65	0.17	0.21	526.6	909.0	17.29	10.42	1.23	1.73	0.60	2.17
16	ok	1.23	1.63	0.17	0.21	526.6	884.5	17.29	10.69	1.22	1.68	0.62	2.18
17	ok	0.55	1.41	0.17	0.29	526.6	2166.3	17.29	4.51	1.69	4.11	0.26	1.26
18	ok	0.54	1.74	0.17	0.31	526.6	2475.0	17.29	3.96	1.77	4.70	0.23	1.13
19	ok	0.70	1.44	0.17	0.26	526.6	1556.5	17.29	6.22	1.50	2.96	0.36	1.29
20	ok	0.58	1.40	0.17	0.27	526.6	1747.9	17.29	5.56	1.56	3.32	0.32	1.11
<b>CMB-SLV</b>												<b>Rapp: Pr</b> 0.23	





Valutando la struttura di progetto nei confronti dell'azione sismica di riferimento agente all'80% le verifiche SLV risultano tutte soddisfatte.

**Analisi pushover - quadro complessivo per la combinazione**

Sito struttura	Domanda d [cm]	Capacità d [cm]	Domanda PGA [g]	Capacità PGA [g]	Domanda Tr [anni]	Capacità Tr [anni]	Domanda Pr [%]	Capacità Pr [%]	Rapporto C/D PGA	Rapporto C/D Tr
SLV	1.379	1.385	0.174	0.174	526.65	531.388	17.29	17.154	1.003	1.009

Il dato di maggiore rilievo per la definizione del livello di sicurezza minimo viene valutato come il minore rapporto capacità/domanda in termini di accelerazione di picco al suolo tra tutte le combinazioni sismiche allo SLV. Come si evince dalla tabella sopra riportata, il rapporto inferiore lo si ha in CC07.

Si riportano i dati in forma sintetica:

#### CC07

- Livello di sicurezza stimato (PGA): 100,3%
- Livello di sicurezza stimato (Tr): 100,9%
- PGA (g): 0.174
- Tr SLV: 531 anni



Con:

- Livello di sicurezza stimato PGA      PGA (capacità)/ PGA (domanda)
- Livello di sicurezza stimato Tr       $(Tr(cap.)/Tr(dom.))^{1/2.46}$

L'obiettivo minimo richiesto per il progetto è quello di raggiungere un livello minimo di sicurezza pari all'80%. Come è stato possibile vedere con le analisi effettuate, con gli interventi progettuali previsti è possibile raggiungere il livello di sicurezza richiesto.

## 4. ANALISI DINAMICA LINEARE

Il calcolo è stato eseguito mediante l'ausilio di un software agli elementi finiti. E' stata condotta una analisi dinamica modale a spettro di risposta, con riferimento al Capitolo 7.3.3.1 del D.M. 17 Gennaio 2018.

Vengono individuati 4 casi di carico allo SLV e n. 4 casi di carico allo SLD.

I risultati delle analisi di seguito riportati sono pertanto:

- parametri di calcolo dell'azione sismica
- sollecitazioni negli elementi principali (setti in m.a., travi di fondazione in c.a., rialzi di fondazione in c.a.)
- Tassi di sfruttamento delle varie verifiche previste dalla normativa.

I risultati sono esplicitati sottoforma di immagini riassuntive dei risultati (tassi di sfruttamento degli elementi strutturali).

### 4.1. Principali risultati

Come precedentemente detto, il calcolo è stato condotto mediante l'ausilio di un software agli elementi finiti, per la determinazione delle sollecitazioni massime negli elementi, al fine della redazione delle necessarie verifiche.

È stata condotta una analisi dinamica modale a spettro di risposta (spettro descritto in precedenza).

I risultati di maggior interesse sono le deformate modali, le sollecitazioni massime sui vari elementi strutturali e la determinazione delle aree minime di armatura da normativa.

Per semplicità espositiva i risultati sono esplicitati in termini di immagini a mappe di colore, suddivise per struttura analizzata.

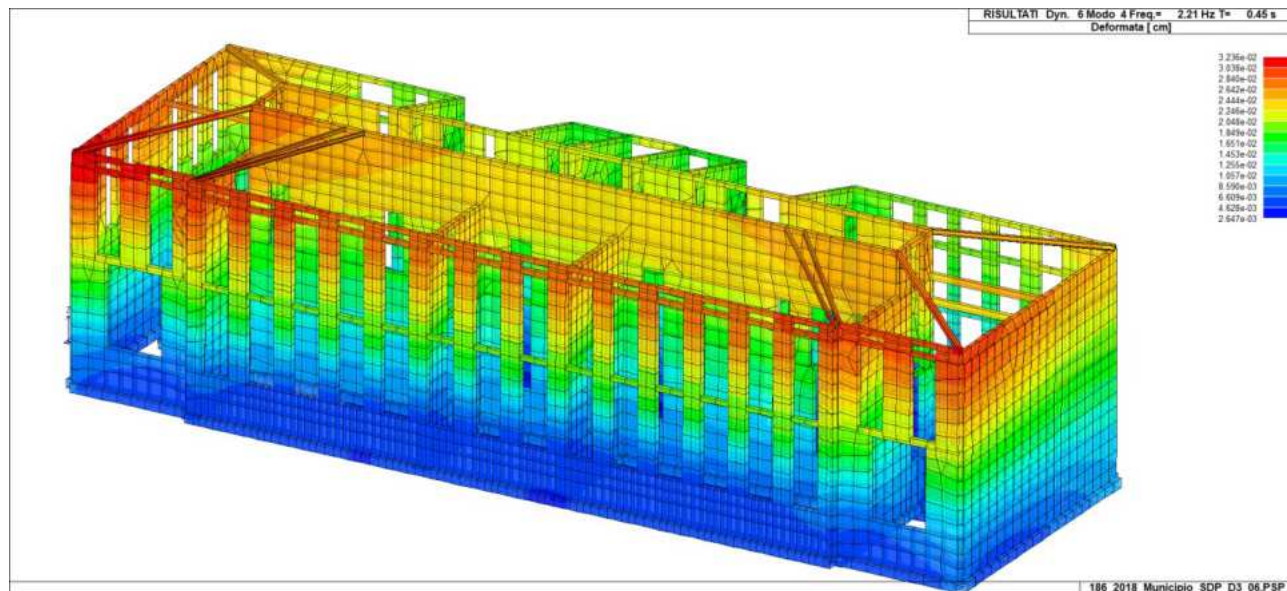
#### 4.1.1. *Intero edificio in muratura*

Per la struttura completa si espongono i risultati relativi a deformate.

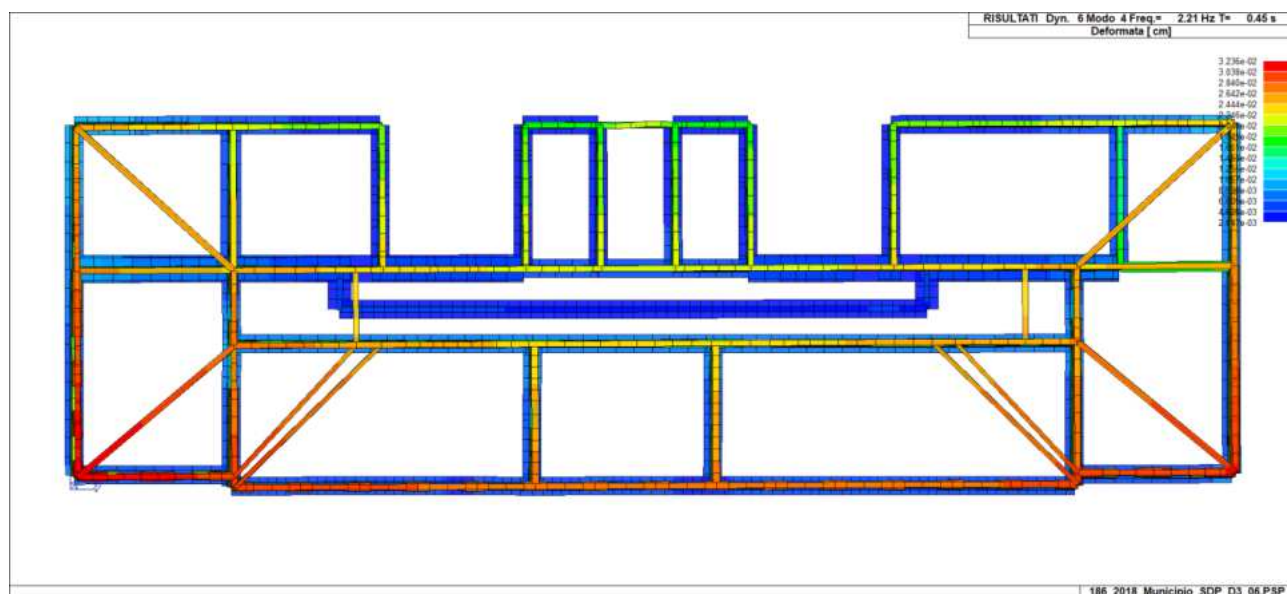




I modi principali sono quindi il 4° per quanto riguarda il sisma in direzione X (parallela al lato lungo dell'edificio), il 3° per il sisma in direzione Y (parallela al lato corto dell'edificio). Si mostrano quindi le deformate modali più significative.



**Figura 23: modo 4**



**Figura 24: modo 4**

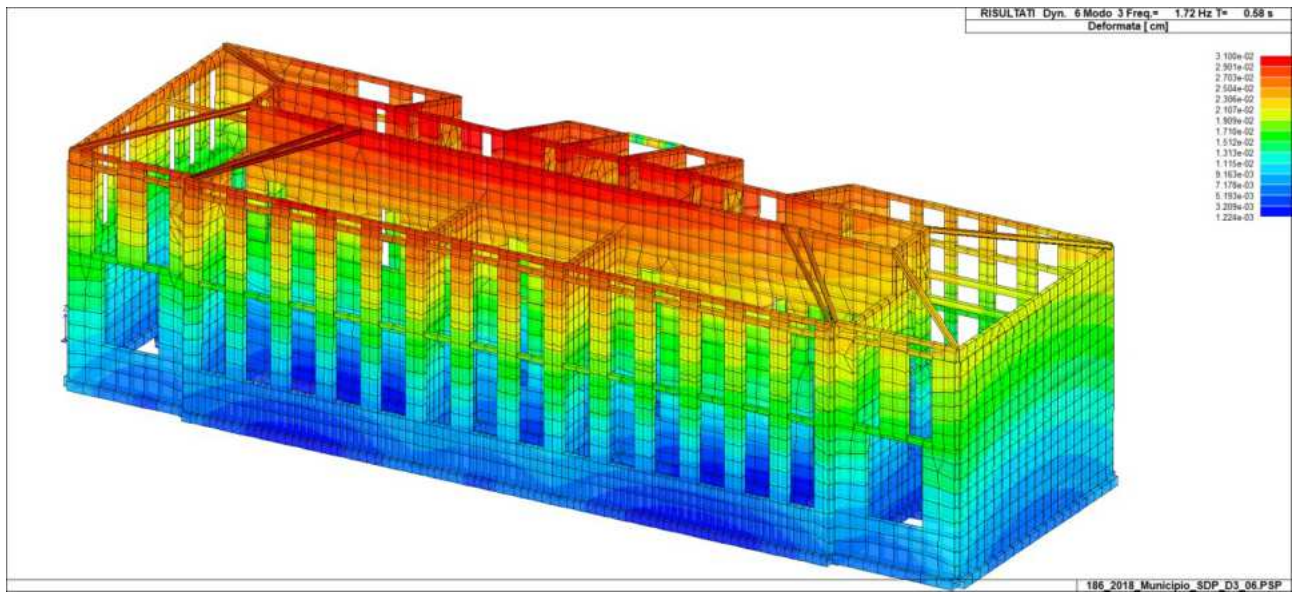


Figura 25: modo 3

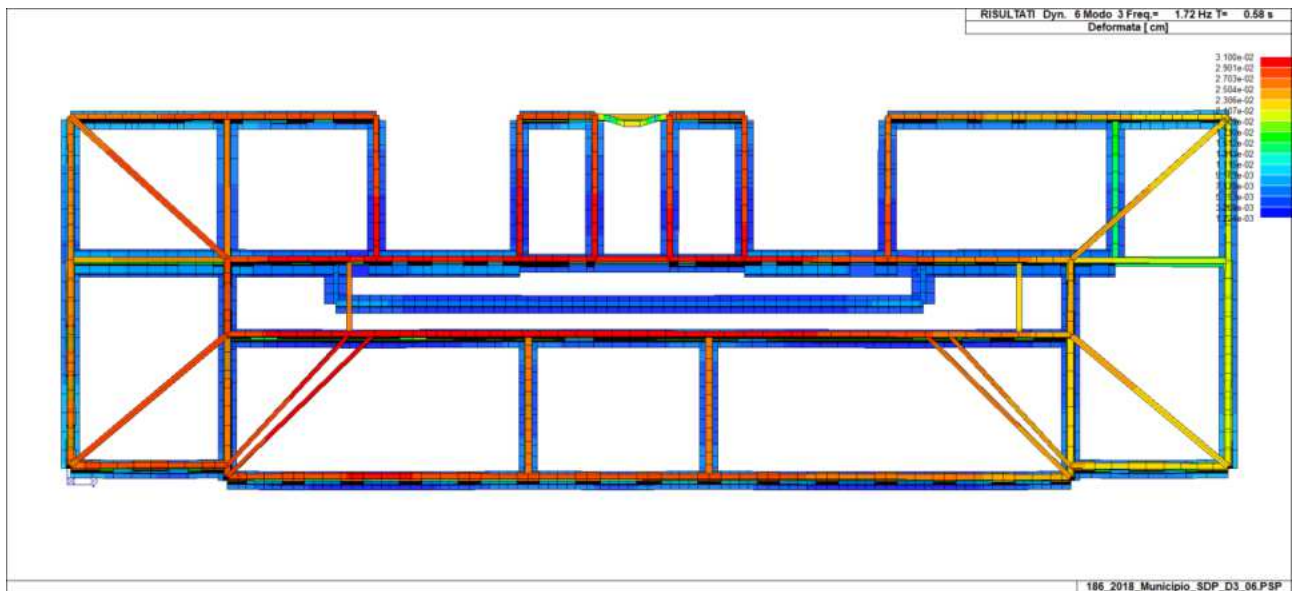


Figura 26: modo 3



Tabella analisi dinamiche

CDC	Modo	Frequ...	Periodo	X M eff...	%	Y M eff...	%	Z M eff...	%	RZ M ...	%	Energi...	Fatt. eta
6	1	0.89	1.12	0.33	0	5618.62	0	0.01	0	2194.42	0	0.00	1.00
6	2	1.22	0.82	0.07	0	266.36	0	2907.66	0	91.12	0	0.00	1.00
6	3	1.72	0.58	3875.27	0	20379...	87	11.95	0	23643...	0	0.00	1.00
6	4	2.21	0.45	18184...	78	725.90	0	168.77	0	10527...	17	0.00	1.00
6	5	2.36	0.42	32073...	1	1004.80	0	1.54	0	35893...	6	0.00	1.00
6	6	2.37	0.42	28702...	12	10245...	0	12.94	0	38488...	64	0.00	1.00
6	7	3.15	0.32	130.92	0	18.43	0	0.06	0	56.82	0	0.00	1.00
6	8	3.31	0.30	34.01	0	4191.80	0	0.52	0	20732...	0	0.00	1.00
6	9	3.84	0.26	3.98	0	18482...	0	24.03	0	32738...	0	0.00	1.00
6	10	4.81	0.21	931.32	0	11604...	0	97801...	4	8203.12	0	0.00	1.00
6	11	5.07	0.20	149.53	0	4776.57	0	44938...	19	46248...	0	0.00	1.00
6	12	5.35	0.19	6044.37	0	6743.51	0	87948...	37	81963...	0	0.00	1.00
6	13	5.82	0.17	42865...	1	4171.01	0	26790...	1	15626...	0	0.00	1.00
6	14	5.88	0.17	5652.56	0	2613.05	0	29448...	12	64792...	0	0.00	1.00
6	15	6.63	0.15	635.96	0	17449...	0	49099...	21	38423...	0	0.00	1.00
6	16	7.41	0.13	7950.73	0	13349...	5	49941...	2	21758...	0	0.00	1.00
6	17	7.89	0.13	71593...	3	25061...	1	221.25	0	23808...	0	0.00	1.00
6	18	11.03	0.09	3466.31	0	29429...	1	4745.43	0	70594...	0	0.00	1.00
6	19	13.59	0.07	451.41	0	2348.96	0	20398...	0	69474...	0	0.00	1.00
6	20	17.17	0.06	37518...	1	672.78	0	29.60	0	0.00	0	0.00	1.00
7	1	0.89	1.12	0.46	0	5619.55	0	0.01	0	4054.11	0	0.00	1.00
7	2	1.22	0.82	0.14	0	266.66	0	2907.71	0	197.53	0	0.00	1.00

Massa efficace rotazionale  
Posizione del centro di rotazione istantaneo:

Pos. X:  [cm]  
Pos. Y:  [cm]

**Figura 27: tabella riepilogativa modi di vibrare**

Si procede all'illustrazione sintetica delle sollecitazioni massime risultanti sui vari elementi strutturali.

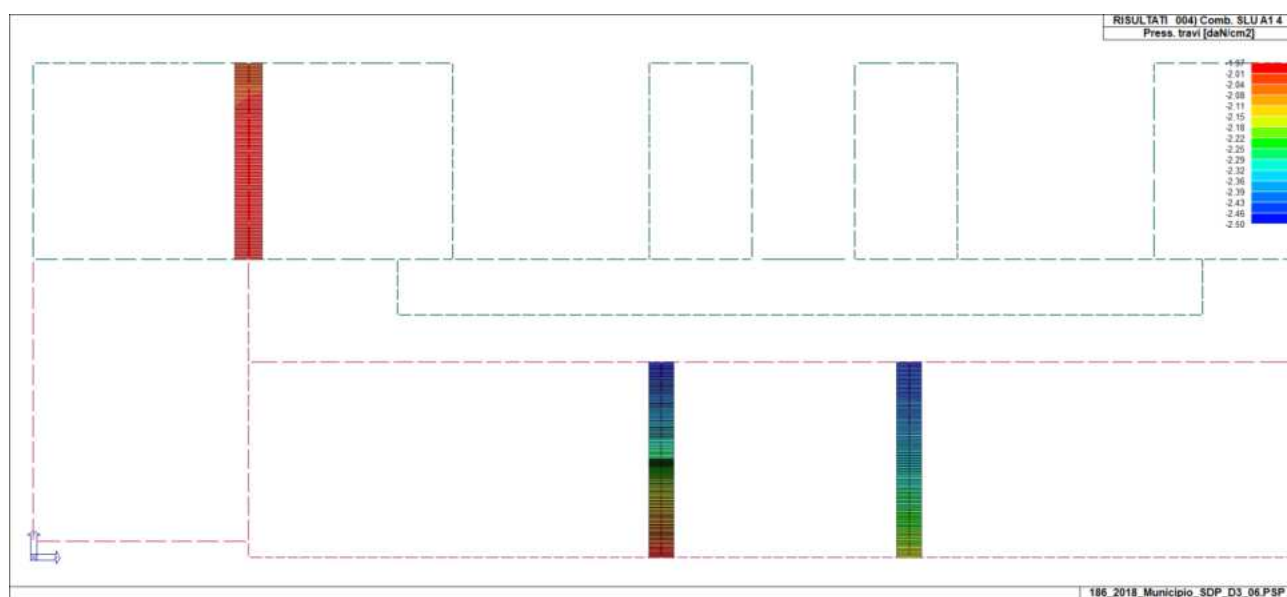
Le unità di misura sono:

- [kN] e [m] per le sollecitazioni;
- [daN] e [cm] per le pressioni e tensioni

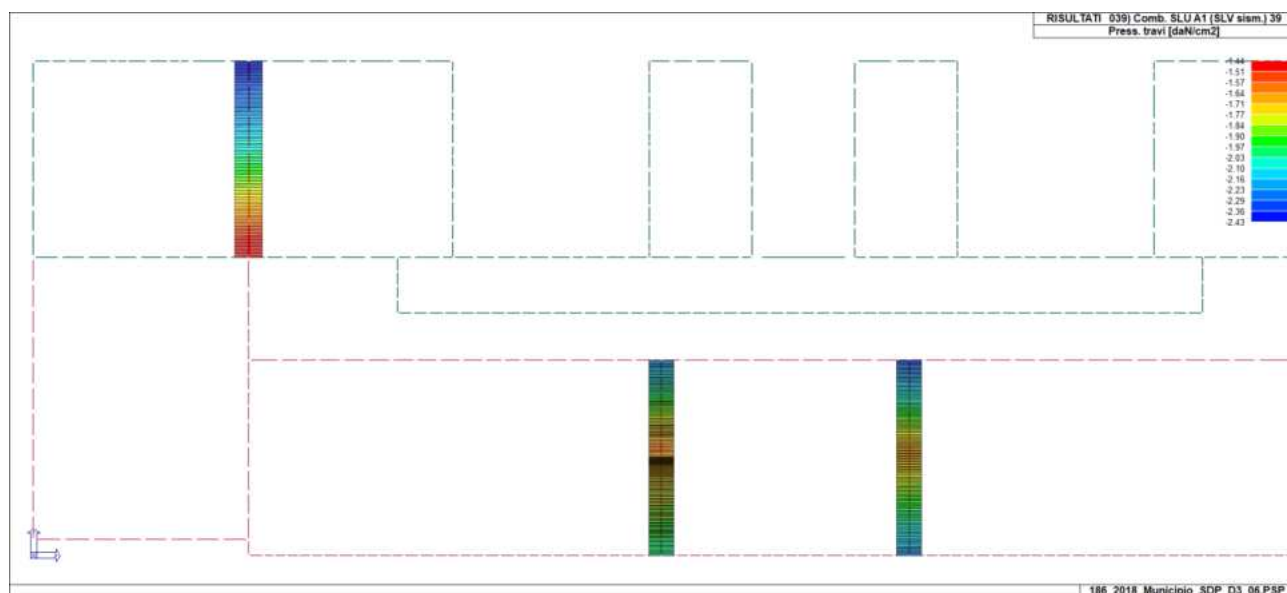
#### 4.1.2. Nuove travi di fondazione

Le pressioni al suolo trasmesse dalla struttura sono utilizzate nella relazione geotecnica per la verifica di capacità portante del terreno.

Le immagini seguenti mostrano le massime pressioni al suolo per le nuove travi di fondazione.

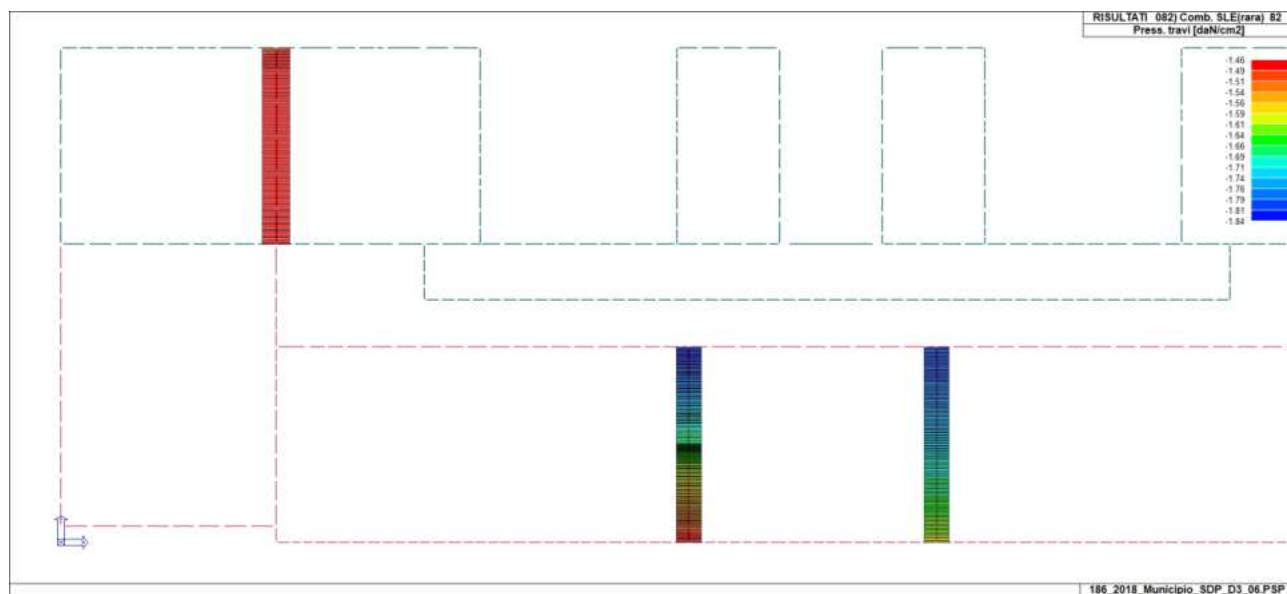


**Figura 28: Pressione minima travi fondazione – SLU statico – CC4**

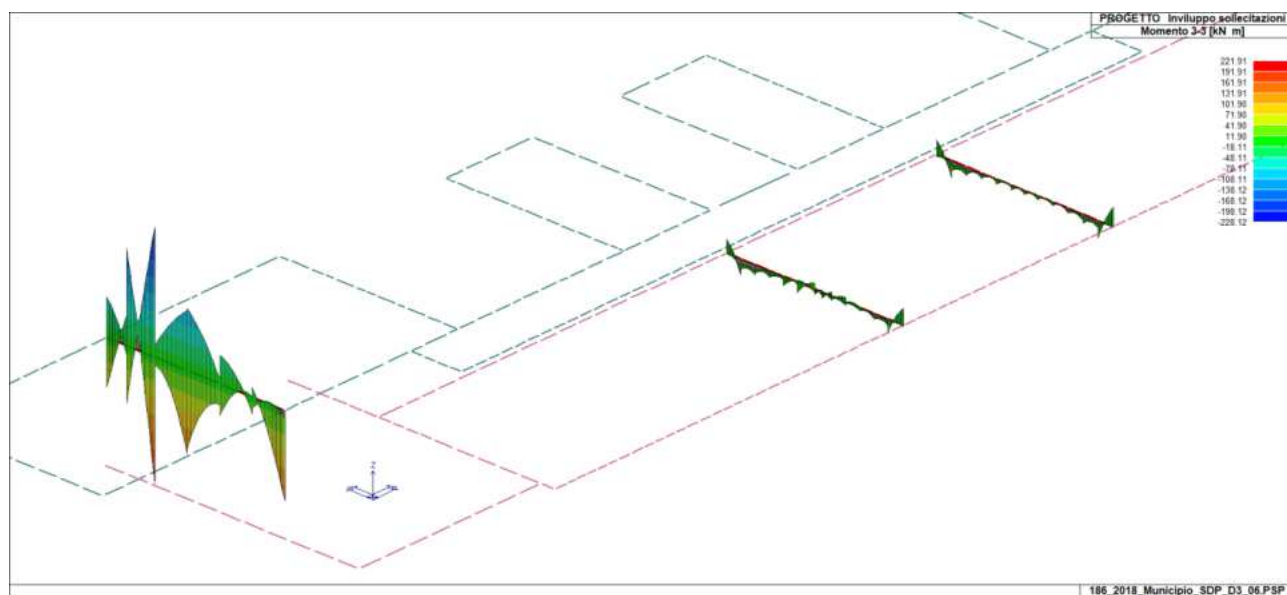


**Figura 29: Pressione minima travi fondazione - SLV - CC39**

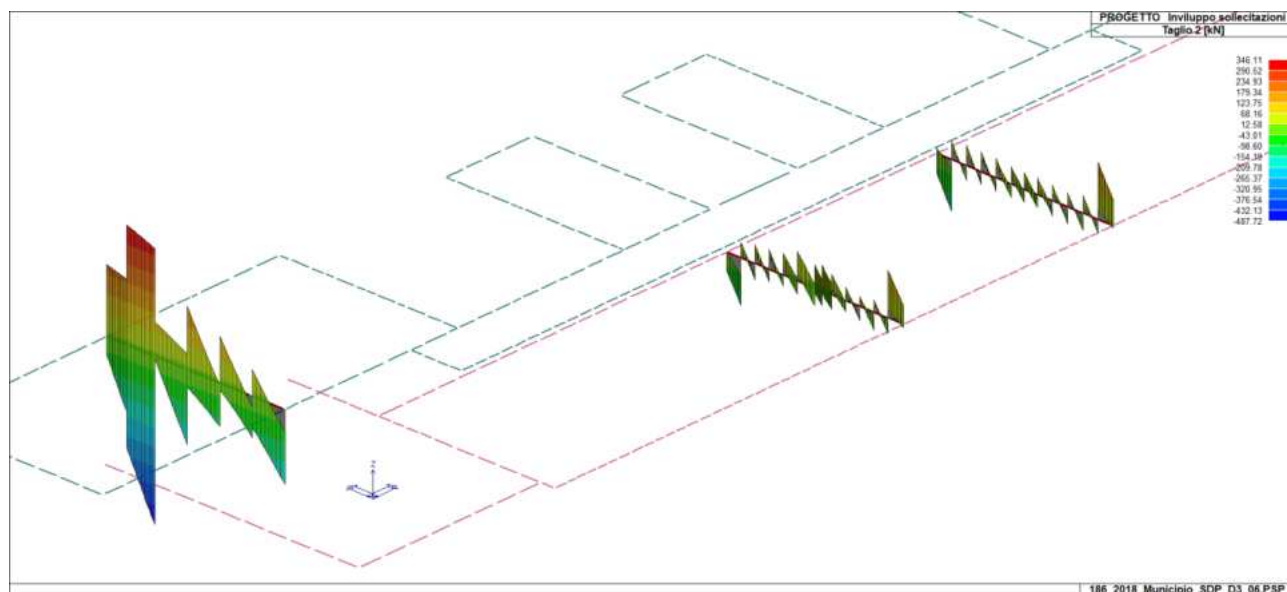




**Figura 30: Pressione minima travi fondazione - SLE rara - CC82**

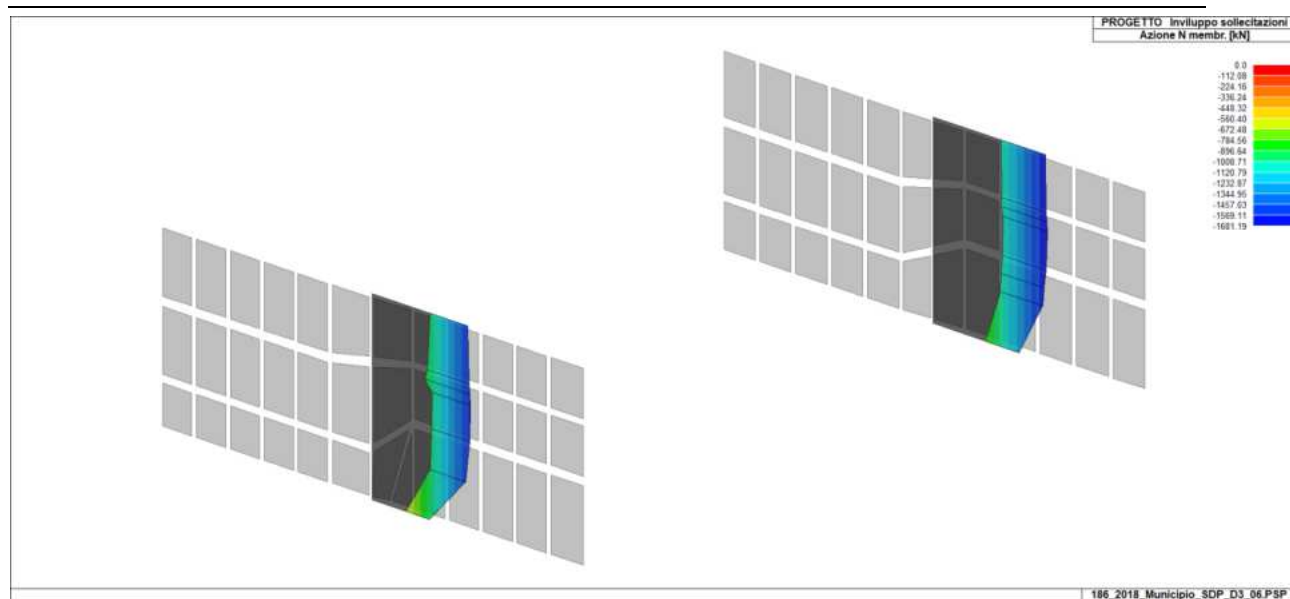


**Figura 31: Involuppo momento flettente M3**



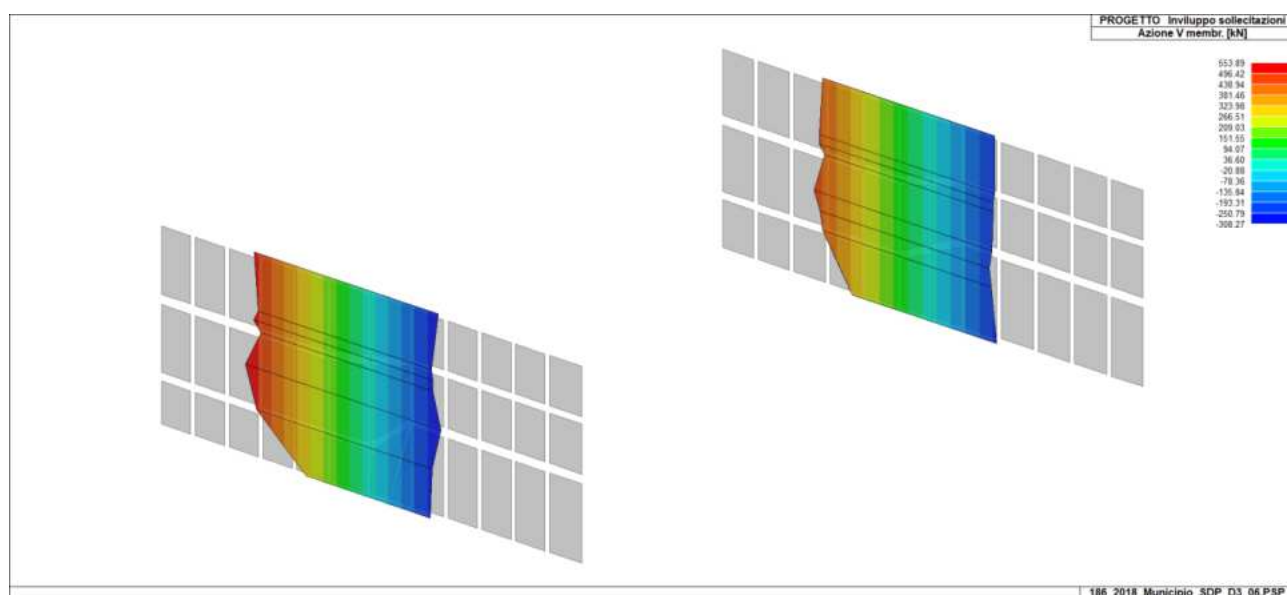
**Figura 32: Inviluppo taglio V2**

#### 4.1.3. Setti in c.a.

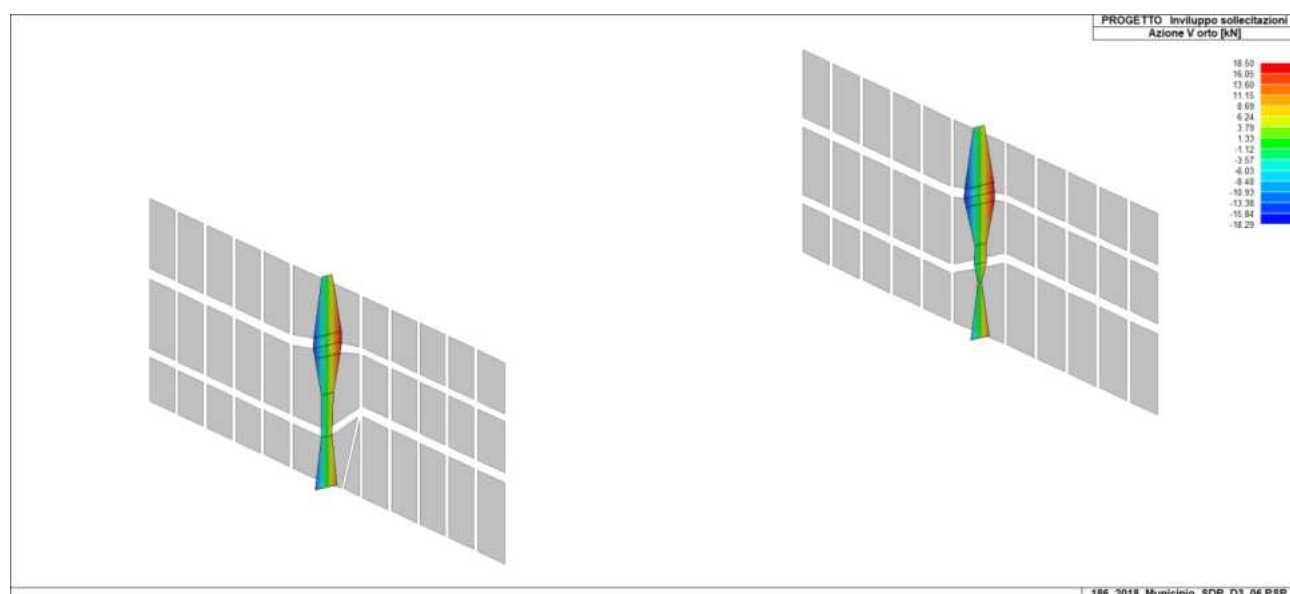


**Figura 33: Inviluppo Sforzo Normale**

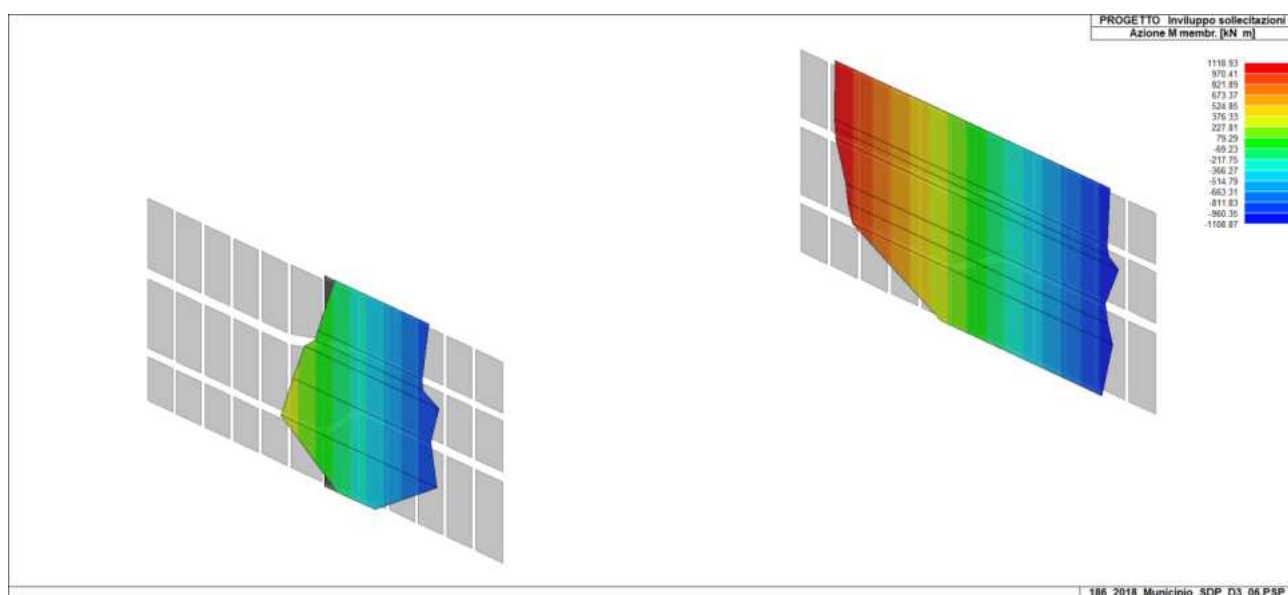




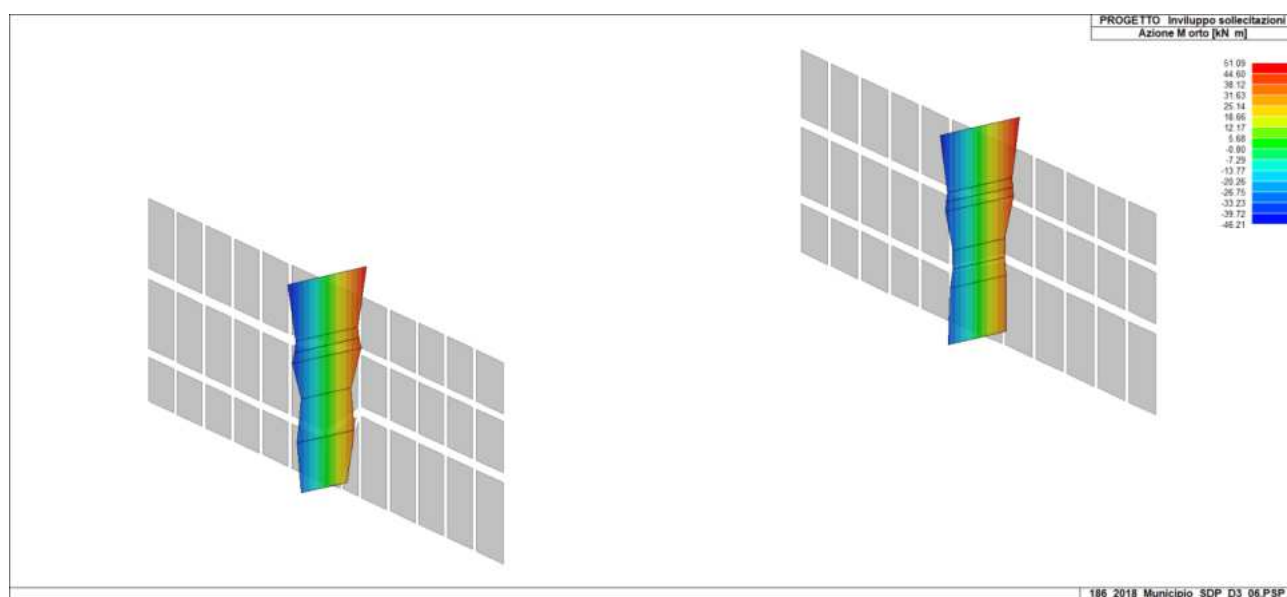
**Figura 34: Involuppo taglio membranale**



**Figura 35: Involuppo taglio ortogonale al piano**

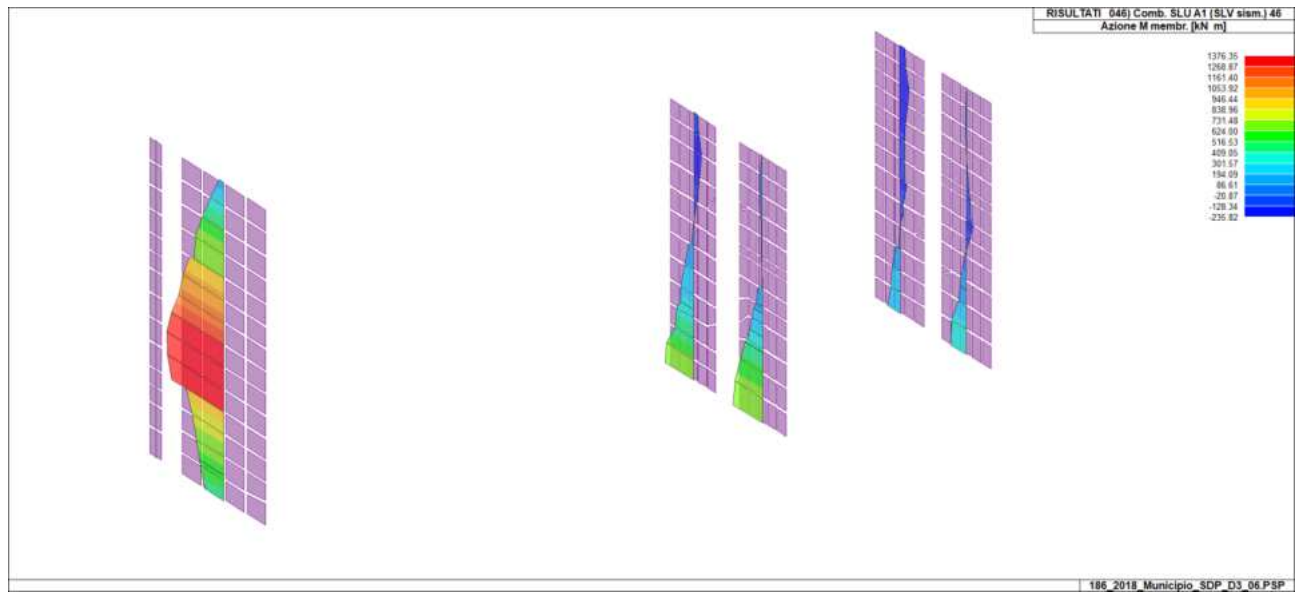


**Figura 36: Involuppo momento membranale**

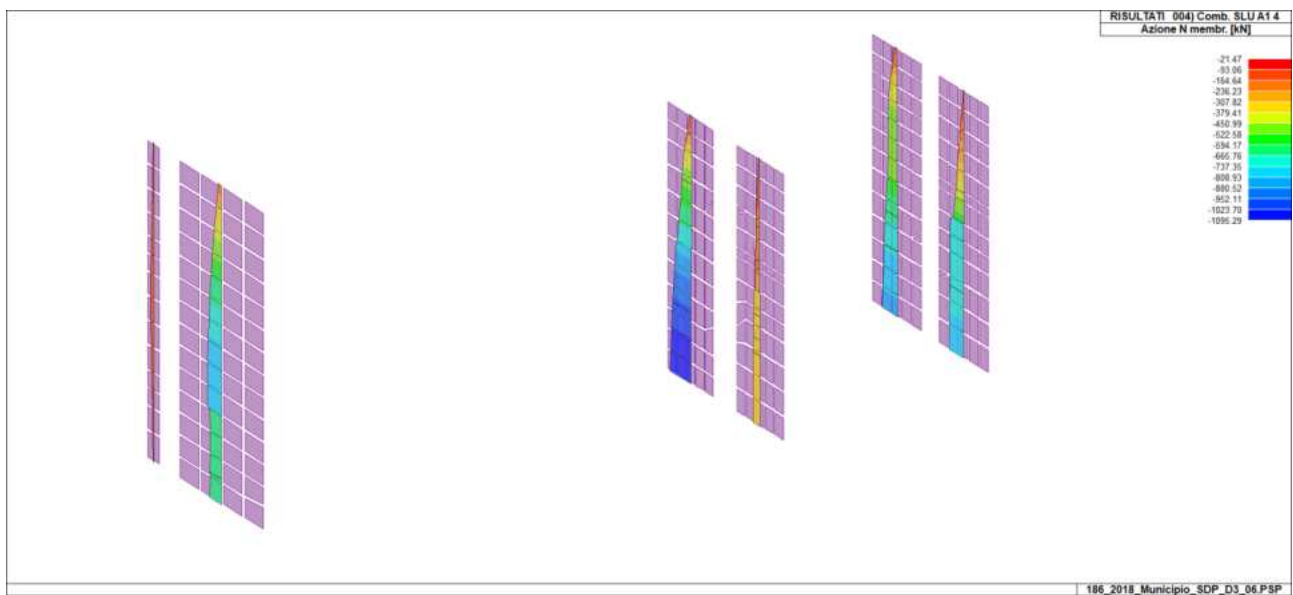


**Figura 37: Involuppo momento ortogonale al piano**

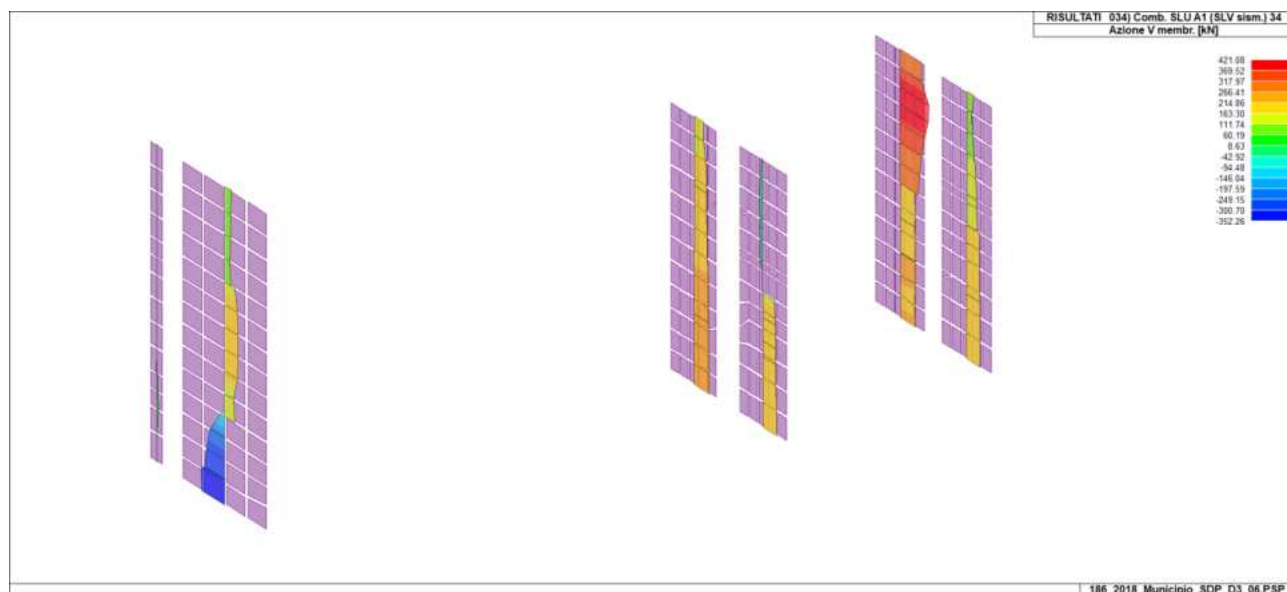
#### 4.1.1. Nuovi muri in muratura armata



**Figura 38: Max Momento nel piano - Comb. SLV CC46**



**Figura 39: Max Sforzo Normale compressione - Comb. SLU 4**

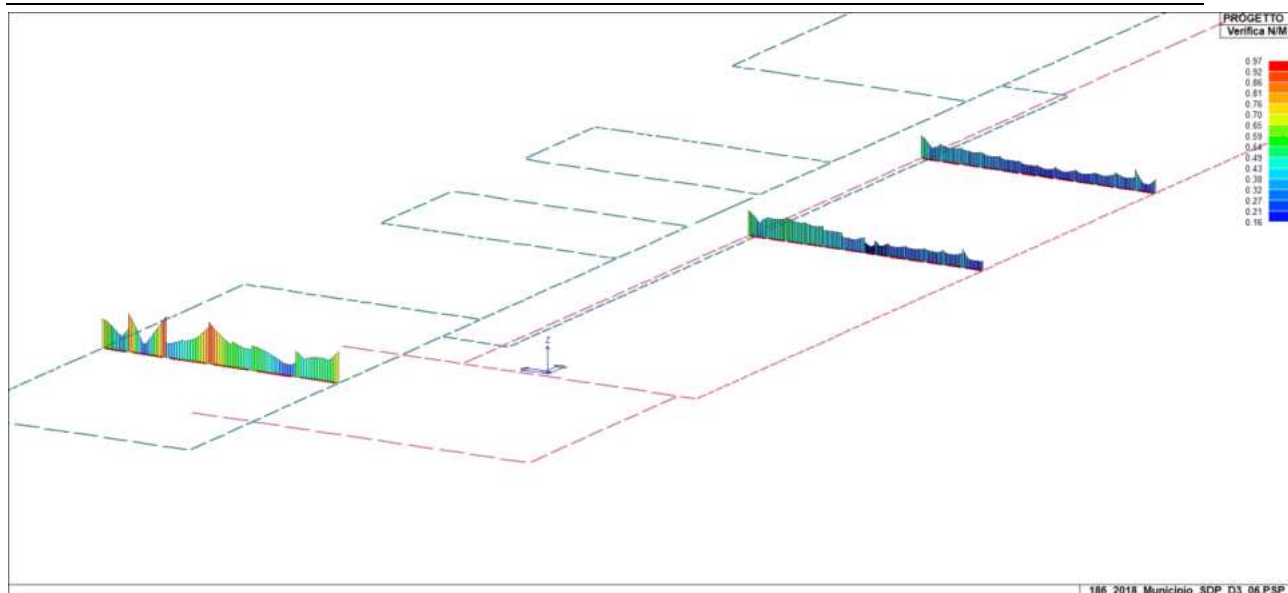


**Figura 40: Max Taglio membranale - Comb. SLV CC34**

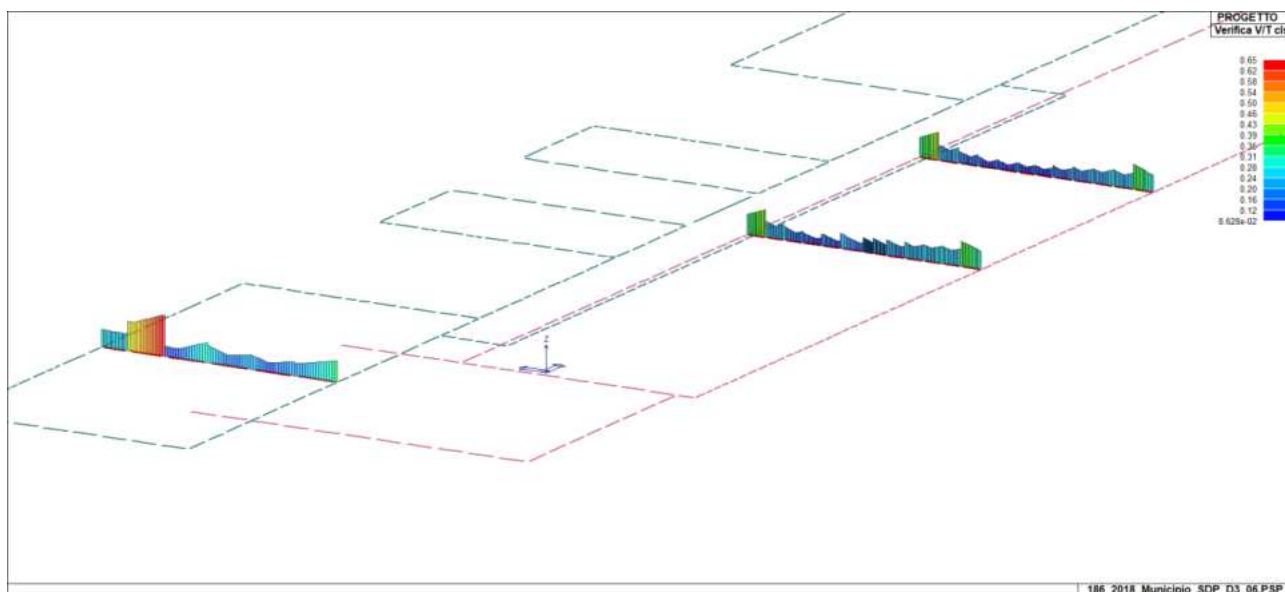
## 4.2. Verifiche agli SLU

In questo capitolo sono riportate le verifiche strutturali dei vari nuovi elementi in opera facenti parte della struttura, tutti direttamente modellati nel programma di calcolo.

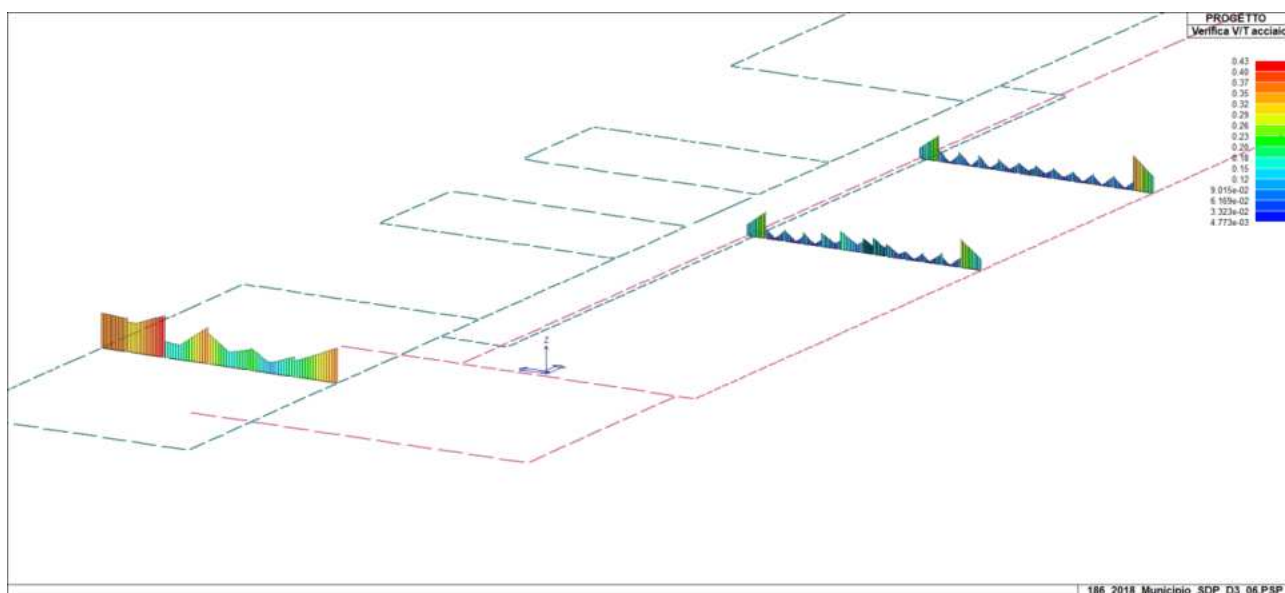
### 4.2.1. Travi di fondazione



**Figura 41: verifica a pressoflessione N/M**

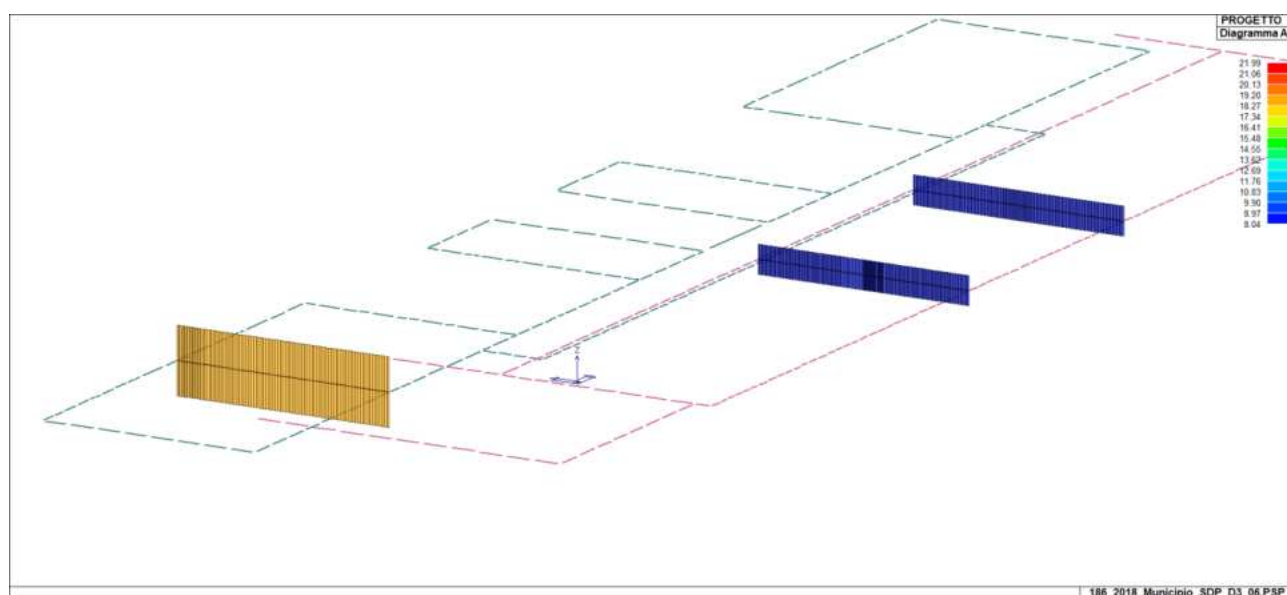


**Figura 42: verifica a taglio lato calcestruzzo**

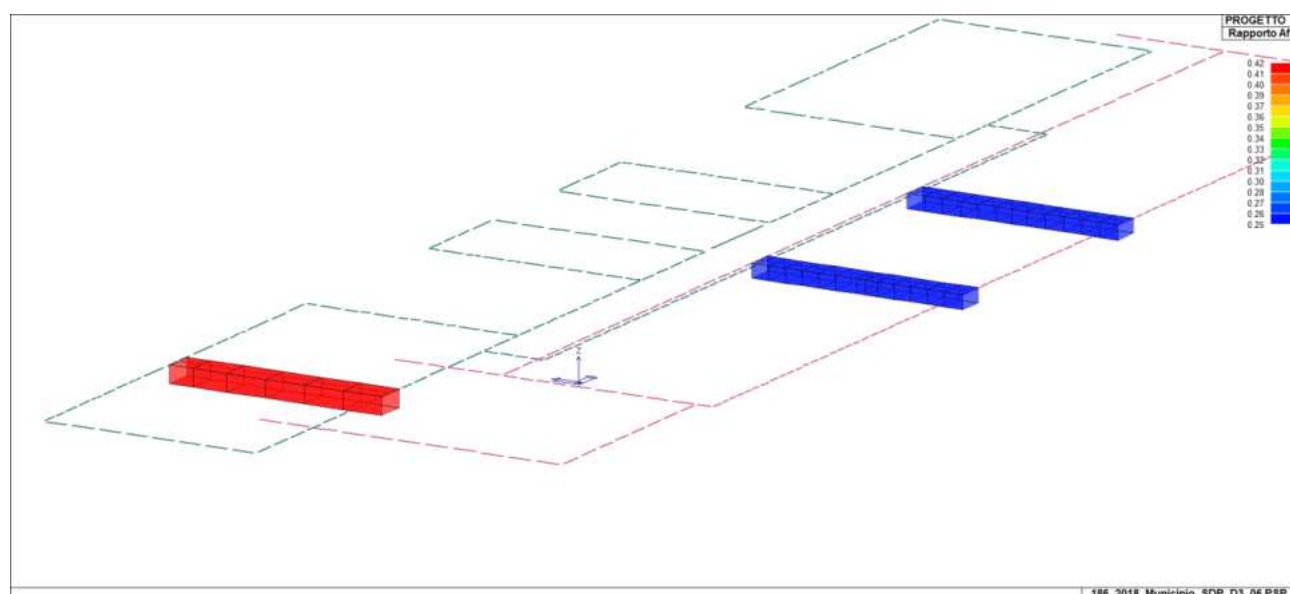


**Figura 43: verifica a taglio lato acciaio**





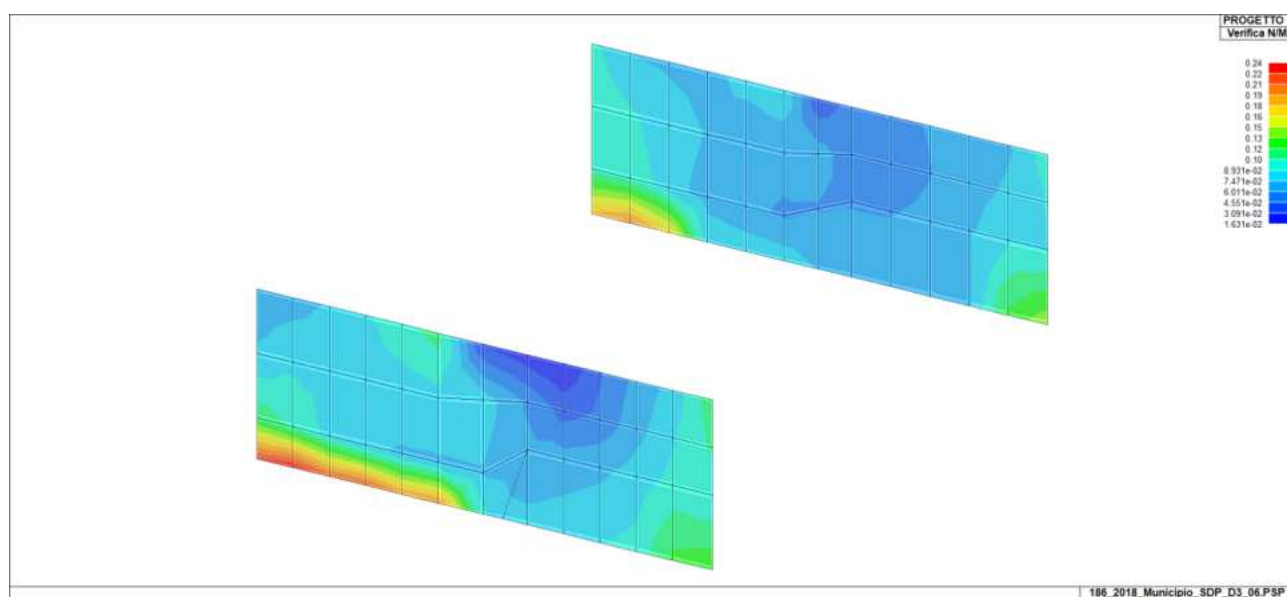
**Figura 44: diagramma armatura longitudinale**



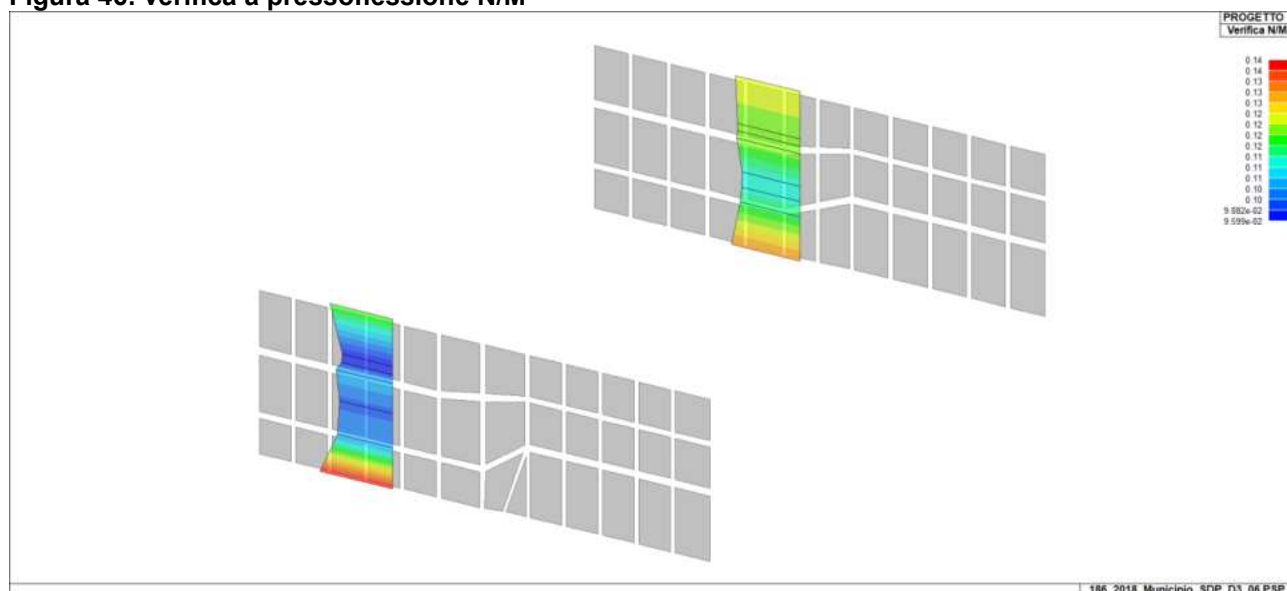
**Figura 45: Rapporto As/Ac**

#### 4.2.2. Setti in c.a.

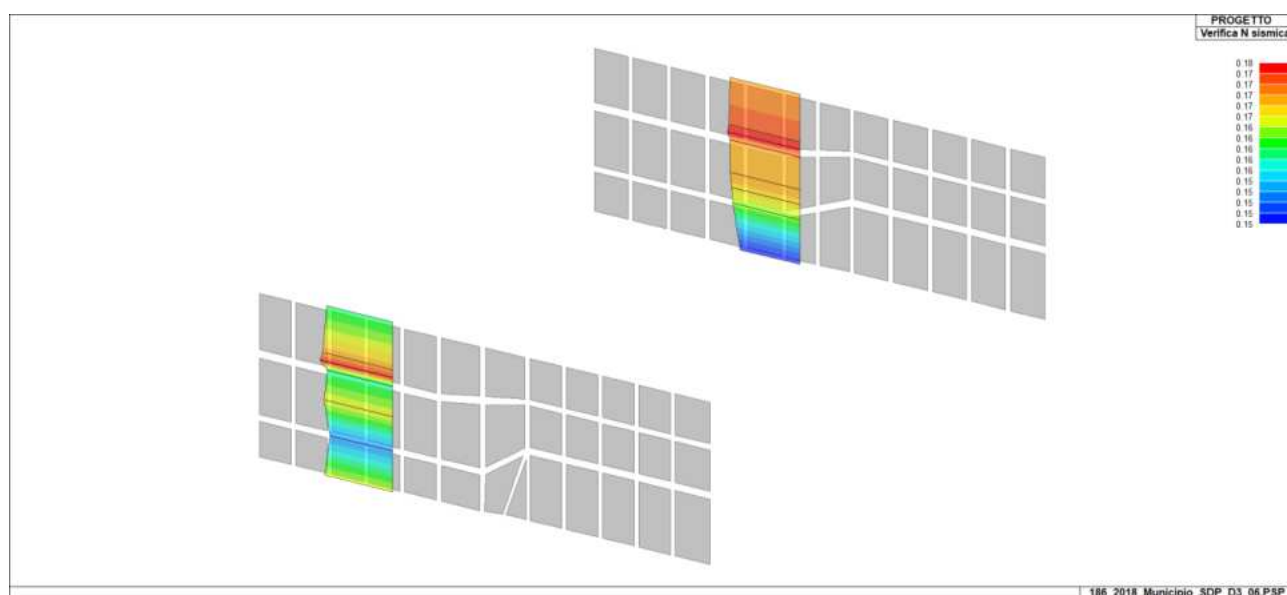
Di seguito sono riportate le verifiche dei rialzi in c.a. da realizzarsi in corrispondenza delle travi di fondazione della zona senza interrato.



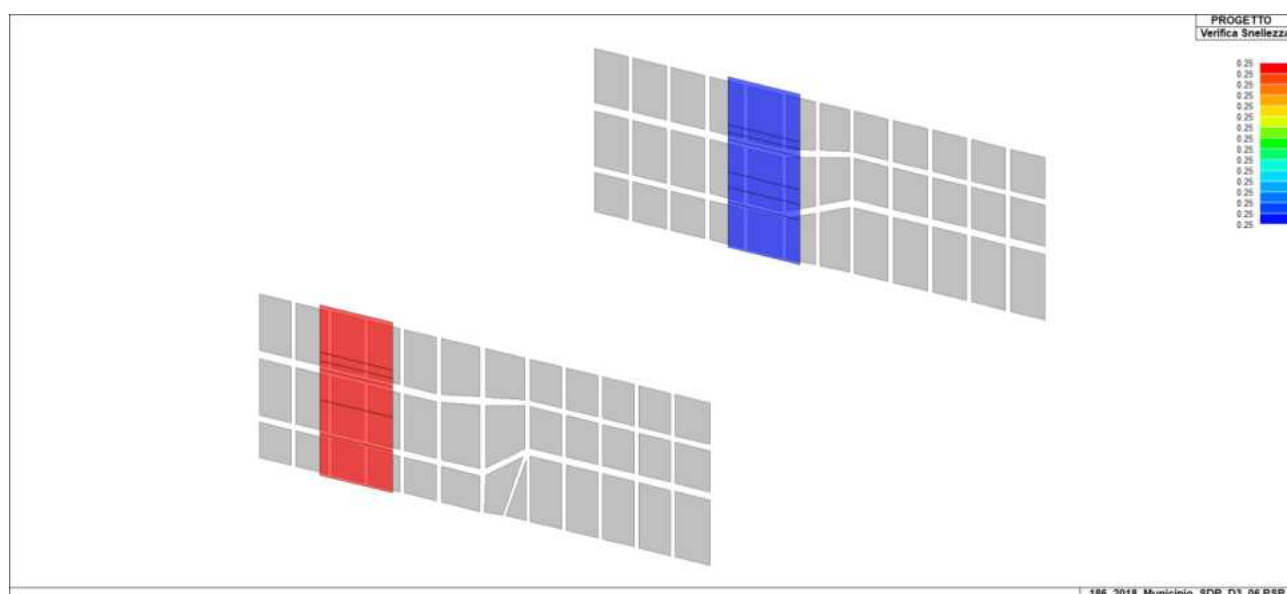
**Figura 46: verifica a pressoflessione N/M**



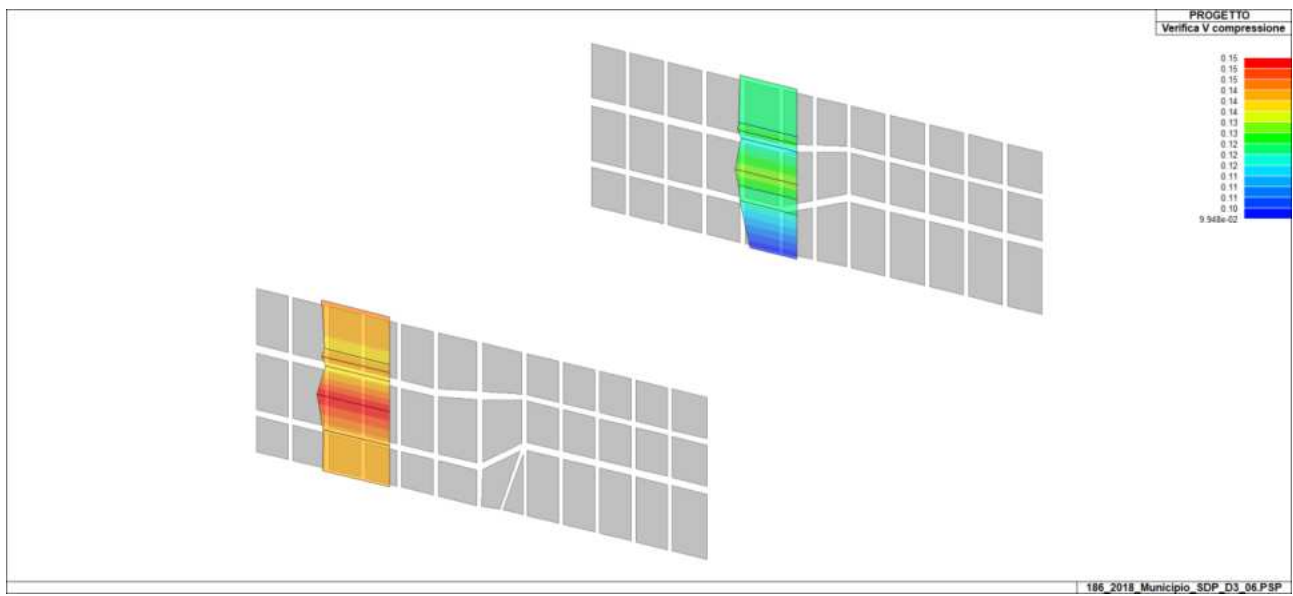
**Figura 47: Verifica a pressoflessione N/M - pareti estese debolmente armate**



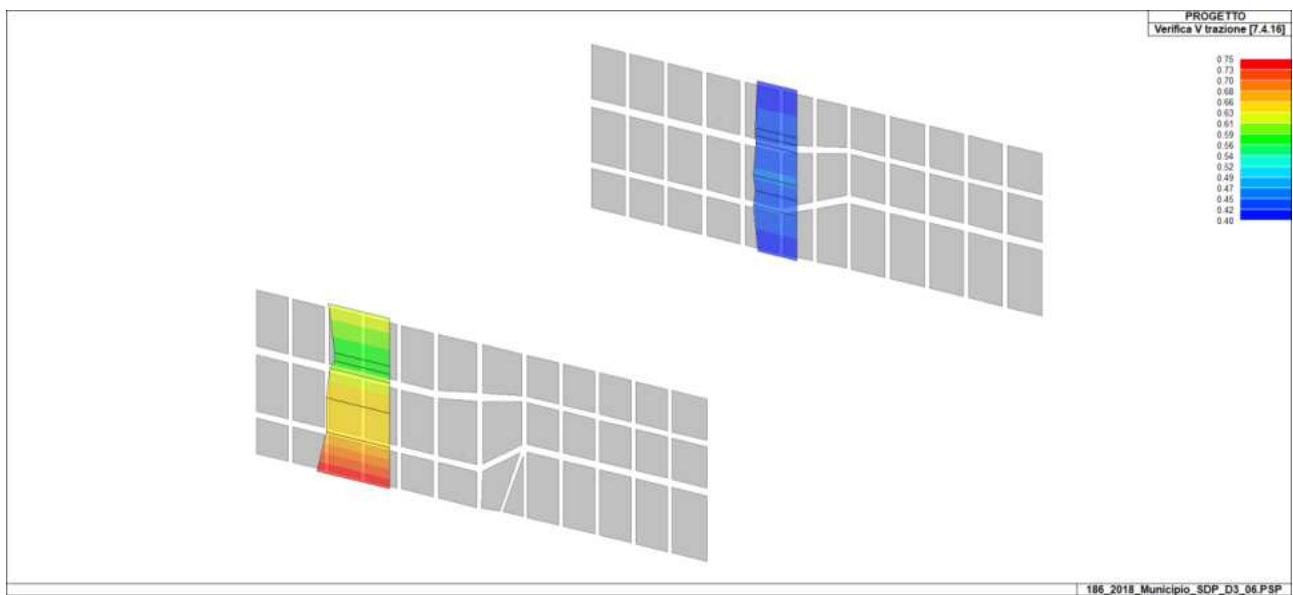
**Figura 48: verifica N sismica**



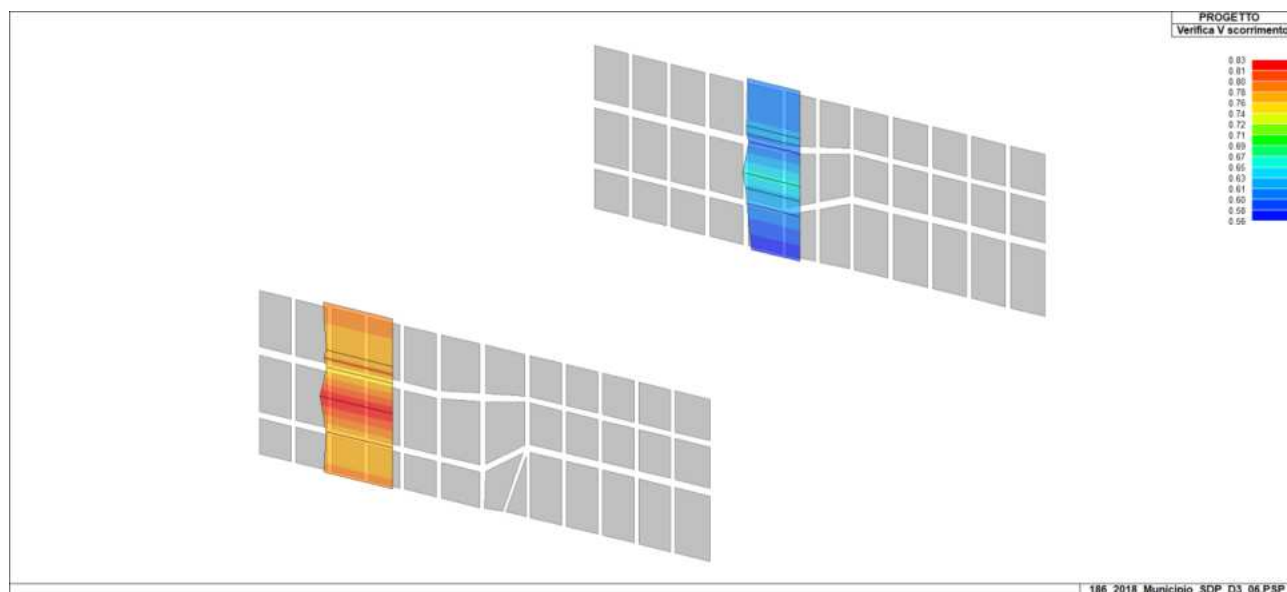
**Figura 49: verifica snellezza**



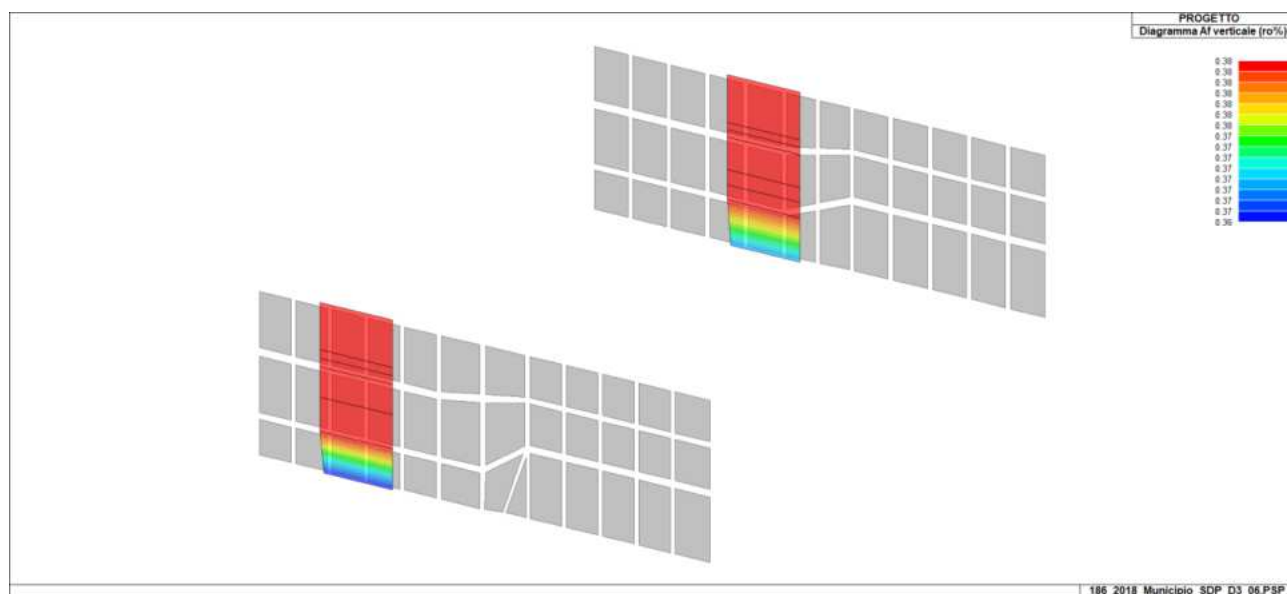
**Figura 50: verifica a taglio compressione**



**Figura 51: verifica a taglio trazione (7.4.16 NTC 2018)**



**Figura 52: verifica a scorrimento (7.4.18 NTC2018)**



**Figura 53: Diagramma rapporto % Af verticale**



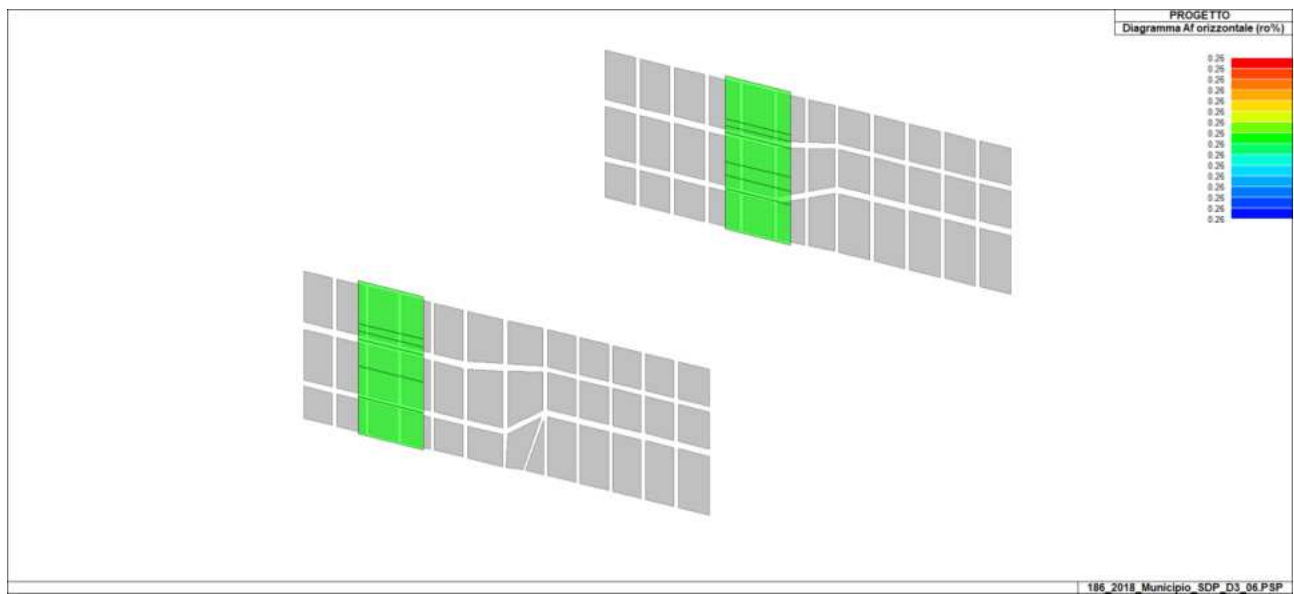


Figura 54: Diagramma rapporto  $\%A_f$  orizzontale

#### 4.2.3. Muratura armata

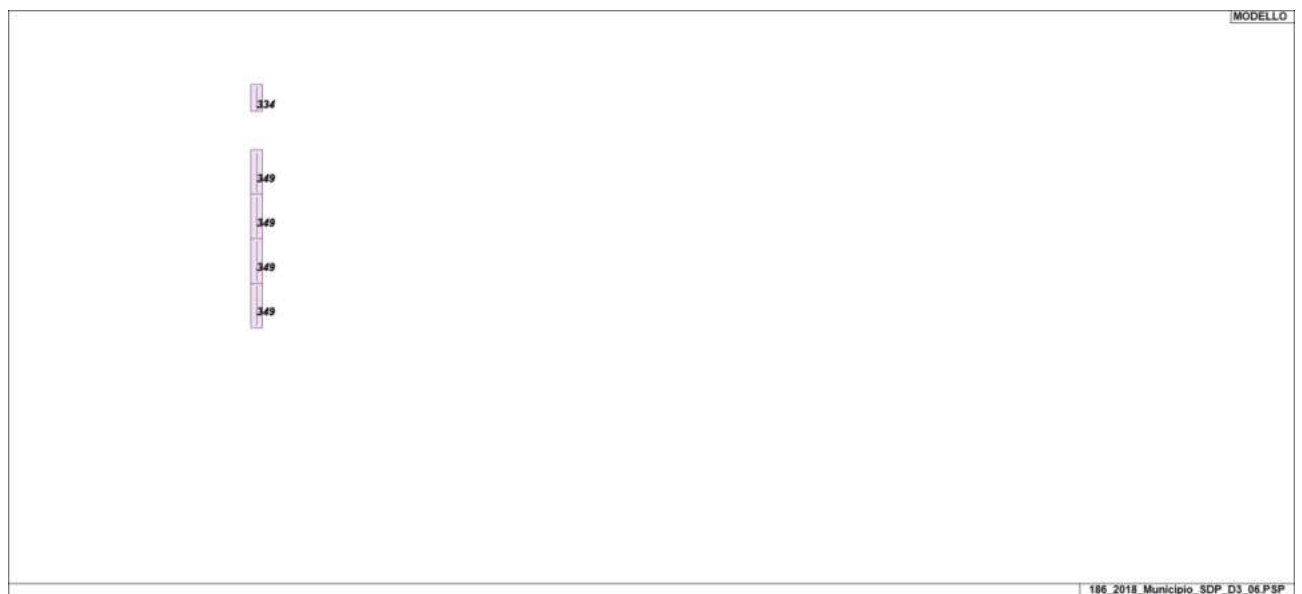


Figura 55: Indicazione numerazione setti piano interrato

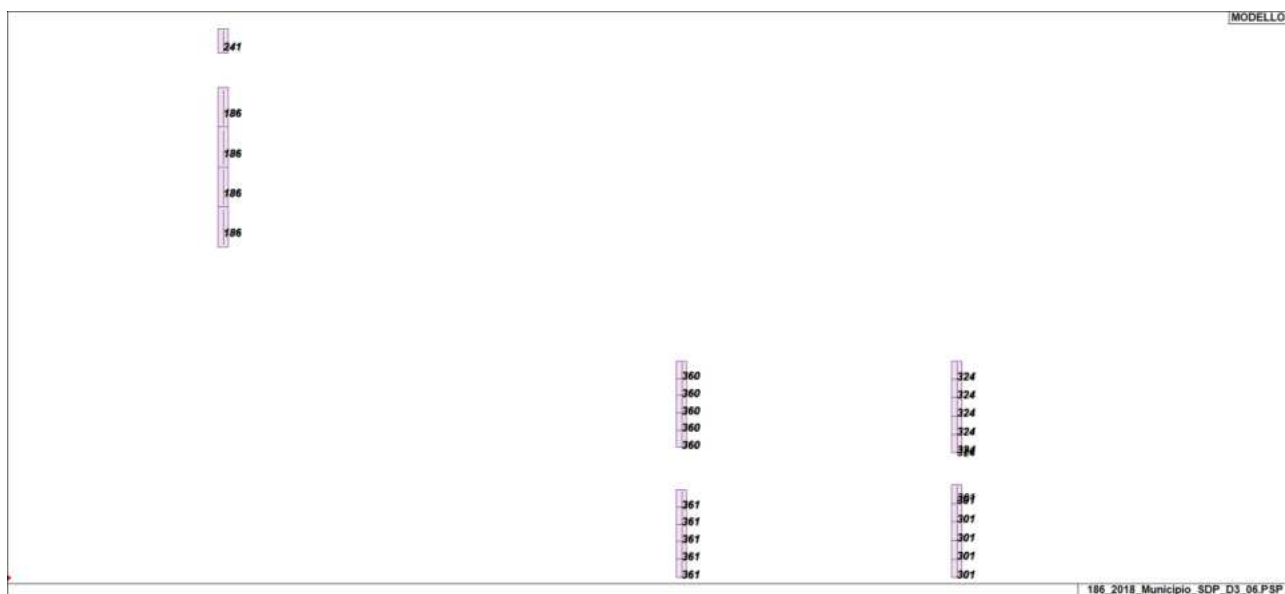


Figura 56: Indicazione numerazione setti piano terra

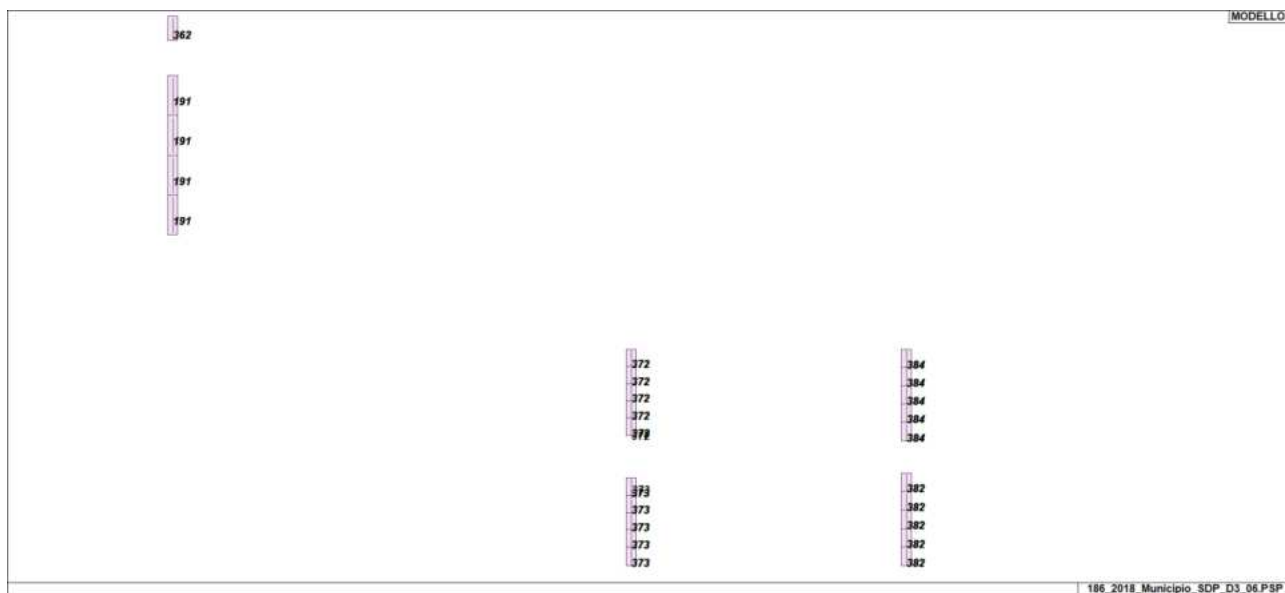


Figura 57: Indicazione numerazioni setti piano primo



Verifiche muratura armata - [ file: MARM0186\_0384.marm ]

File Relazione Impostazioni Informazioni

Parete n.	Lunghezza	Altezza	Spessore	L blocco	H blocco	Ferri Ø	Ferri V/pos	Architrave	Tipo Blocco	Elemento
186	463.2	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	1 Ø 20/74	---	POR PMA30	Parete
191	463.2	340.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	1 Ø 16/147	---	POR PMA30	Parete
241	70.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
301	270.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
324	265.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
334	70.0	315.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
349	463.2	315.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	1 Ø 20/74	---	POR PMA30	Parete
360	250.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	1 Ø 20/63	---	POR PMA30	Parete
361	255.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	1 Ø 20/52	---	POR PMA30	Parete
362	70.0	340.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
372	250.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
373	255.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
382	270.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/40	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete
384	265.0	475.0	30.0	21.0	19.0	2 Ø 8/20	2 Ø 16	---	POR PMA30	Parete

**Verifiche parete n. 361**  
 Verifica taglio = OK  
 Verifica pressoflessione (ortogonale) = OK  
 Verifica pressoflessione (nel piano) = OK  
 Af vert. = OK Af horiz. = OK

☐ **Dimensioni parete**  
 Altezza parete (cm) 475.0  
 Lunghezza parete (cm) 255.0

☐ **Tipo muratura**  
 Tipo di blocco POR PMA30  
 Spessore blocco (cm) 30.0  
 Altezza blocco (cm) 19.0  
 Lunghezza blocco (cm) 21.0

☐ **Armature verticali**  
 Diametro barre (mm) 20  
 Numero barre per posizione 1  
 Passo 52  
 Diametro barre estremità (mm) 20  
 Area minima (%) 0.0500

☐ **Armature orizzontali**  
 Diametro barre (mm) 8  
 Numero barre per posizione 2  
 Passo in numero di blocchi 2  
 Area minima (%) 0.0400

☐ **Armature architravi**  
 Diametro barre (mm) 10  
 Numero barre 4

☐ **Materiale**  
☐ **Assegnazione**  
 Applica ai setti ☒  
 Applica alle fasce ☒  
 Dimensioni parete ☐  
 Tipo muratura ☒  
 Armature orizzontali ☒  
 Armature verticali ☒

Assegna a tutte le pareti Assegna alla singola parete

### 4.3. Verifiche agli SLO

Nel presente paragrafo viene riportata la verifica allo spostamento di interpiano, sotto azione sismica SLO.

La verifica consiste nel controllo che il rapporto tra lo spostamento orizzontale sotto sisma e l'altezza di interpiano, si mantenga sempre inferiore al valore limite imposto da normativa.

Tale valore limite viene assunto dal par. 7.3.6.1 delle NTC2018, ovvero:



#### VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$qd_r \leq 0,0050 \cdot h \quad \text{per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$qd_r \leq 0,0075 \cdot h \quad \text{per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{IP}$ , per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura:

$$qd_r \leq d_{IP} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$qd_r \leq 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$qd_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

$h$  è l'altezza del piano.

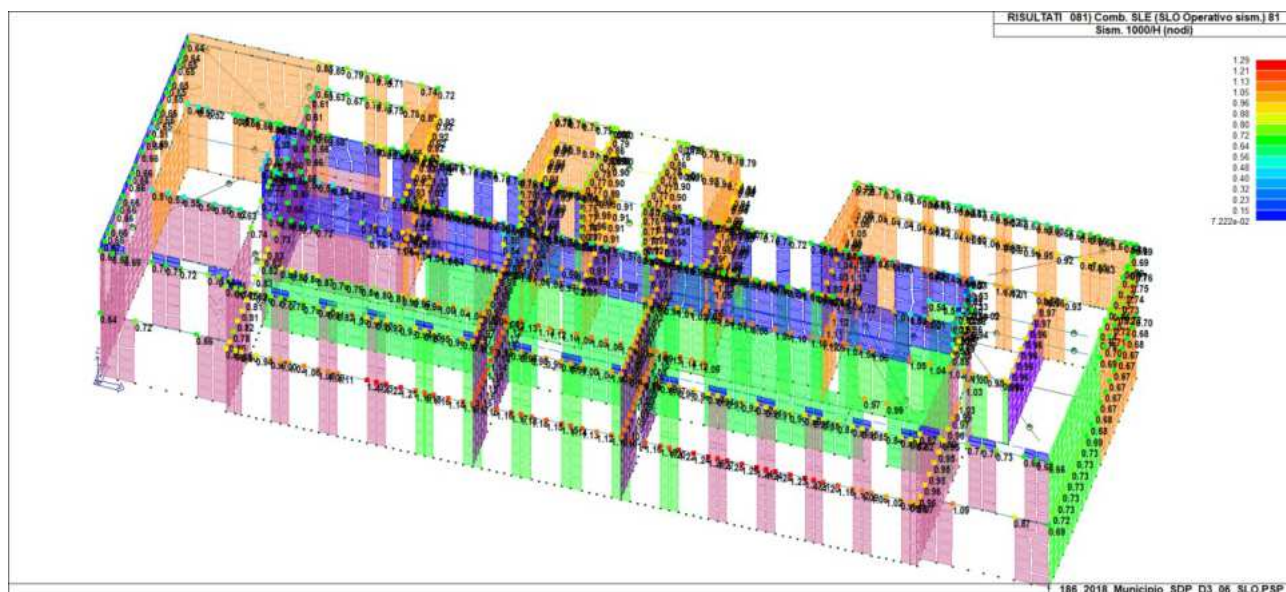
Per le *CU* III e IV ci si riferisce allo *SLO* (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

Essendo l'edificio in oggetto in Classe d'uso IV, ci si riferisce allo *SLO* e il limite indicato deve essere ridotto ai 2/3.

$$qd_r \leq \frac{2}{3} 0,0020 \cdot h$$

$$qd_r \leq 0,0013 \cdot h$$

Il programma di calcolo mostra lo spostamento di interpiano moltiplicato per 1000 e diviso per l'altezza di interpiano, il valore riportato è dunque verificato se inferiore a 1,3.



La verifica risulta soddisfatta.

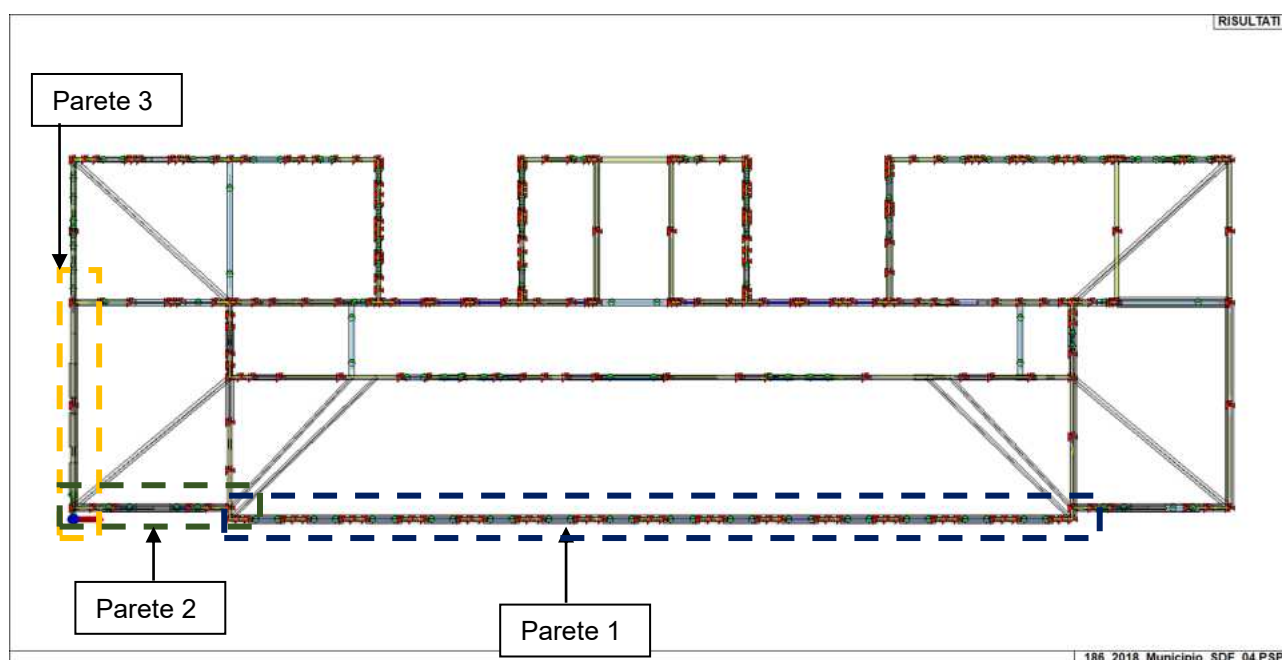
## 5. ANALISI CINEMATISMI

La conoscenza storica del manufatto e le indagini di rilievo hanno permesso di escludere l'insorgenza di possibili meccanismi di rottura per quelle pareti dove si è rilevata la presenza di cordoli alle quote d'imposta dei solai. La zona in questione riguarda i 3 blocchi in ampliamento posti sul retro dell'edificio (Prospetto Nord). Per le parti strutturali dove non è stato possibile approfondire la presenza di elementi in grado di contrastare l'insorgenza di rottura locali si è provveduto ad un'analisi dei cinatismi di corpo rigido fuori piano.

L'analisi che segue è eseguita su 3 pareti individuate come elementi vulnerabili. Si procede alla verifica mediante un applicativo del software del programma utilizzato per la modellazione dell'intera struttura secondo le valutazioni riportate sopra.

Le pareti analizzate sono illustrate nell'immagine seguente:





**Figura 58 Pianta cinematici**

I risultati ottenuti in fase di progetto evidenziano il soddisfacimento delle verifiche relative ai cinematici. L'effetto è quello che, per le pareti analizzate, i cinematici mostrati in relazione di calcolo non si attivano per il livello di sicurezza globale previsto.

## 6. SISTEMA FRM IN COPERTURA

L'intervento con sistema FRM in copertura mostrato nella tavola S05, ha lo scopo di fornire un presidio ulteriore all'eventuale distacco tra i corpi aggiunti in epoca più recente (anni '80 sul lato nord del manufatto) rispetto al nucleo originario pre-esistente.

Fermo restando che a tali elementi non viene affidata l'intera azione di ritenuta in caso di distacco tra i corpi, ma facendo comunque affidamento su un adeguato ingranamento tra le varie porzioni della struttura. In sede di sopralluoghi e saggi non si sono riscontrati segni di distacco tra i vari corpi di fabbrica, inoltre i solai sono tutti stati oggetto di rifacimento in occasione dell'ampliamento degli anni '80, e pertanto è immaginabile un significativo collegamento anche a livello di solai.

La valutazione che segue vuole comunque proporre una metodologia di verifica dell'elemento, andando a determinare la massima azione resistente affidabile al rinforzo nel caso si manifestasse un distacco.

La valutazione della resistenza a trazione del rinforzo viene condotta secondo quanto previsto al par. 4.3 delle norme DT215/2018 rev2020, di cui si riporta un estratto:



### 4.3 REALIZZAZIONE DI CORDOLI SOMMITALI

Tra le tecniche di rinforzo delle strutture murarie sono da annoverare i cordoli sommitali realizzati con muratura armata mediante sistemi FRCM. Essi sono applicati sulla superficie orizzontale in corrispondenza dei giunti di malta tra i filari degli elementi lapidei o di laterizio (Figure 2.7 e 2.8). Il tessuto FRCM è disposto in più strati allo scopo di fornire resistenza a trazione e a flessione del cordolo, senza variazione significativa della rigidità della muratura. Il cordolo, in generale, è realizzato per tutto lo spessore della muratura e il sistema di rinforzo FRCM è applicato per il medesimo spessore.

La resistenza a trazione del cordolo di altezza  $H$  e larghezza  $b$  può essere stimata come segue:

$$N_{t,Rd} = n_f \cdot t_f \cdot b_f \cdot \alpha \cdot \varepsilon_{fd} \cdot E_f \quad (4.5)$$

dove:

- $n_f$  : è il numero degli strati di rinforzo disposti nel cordolo;
- $b_f$  : è la larghezza della sistema FRCM disposto nel giunto di malta, pari alla larghezza del cordolo;
- $\varepsilon_{fd} \cdot E_f = \sigma_{fd}$ .

Il prodotto:  $n_f \cdot t_f \cdot b_f$  è l'area della sezione equivalente del rinforzo disposto nel cordolo. Il valore della  $\varepsilon_{fd}$  è ricavato dalla  $\varepsilon_{lim,conv}^{(a)}$  per il tramite della (3.1), tenendo bene in conto le prescrizioni sullo ancoraggio (§6), già evidenziate nei precedenti paragrafi.

#### Figura 59: estratto DT215/2018

Infatti si ritiene che la soluzione proposta possa essere assimilata alla realizzazione di un nuovo cordolo, anche se in effetti l'azione resistente offerta dal nuovo elemento si somma a quella del cordolo esistente.

Considerando di adottare un materiale avente le caratteristiche indicate negli elaborati grafici e nella relazione sui materiali, si può ottenere che:

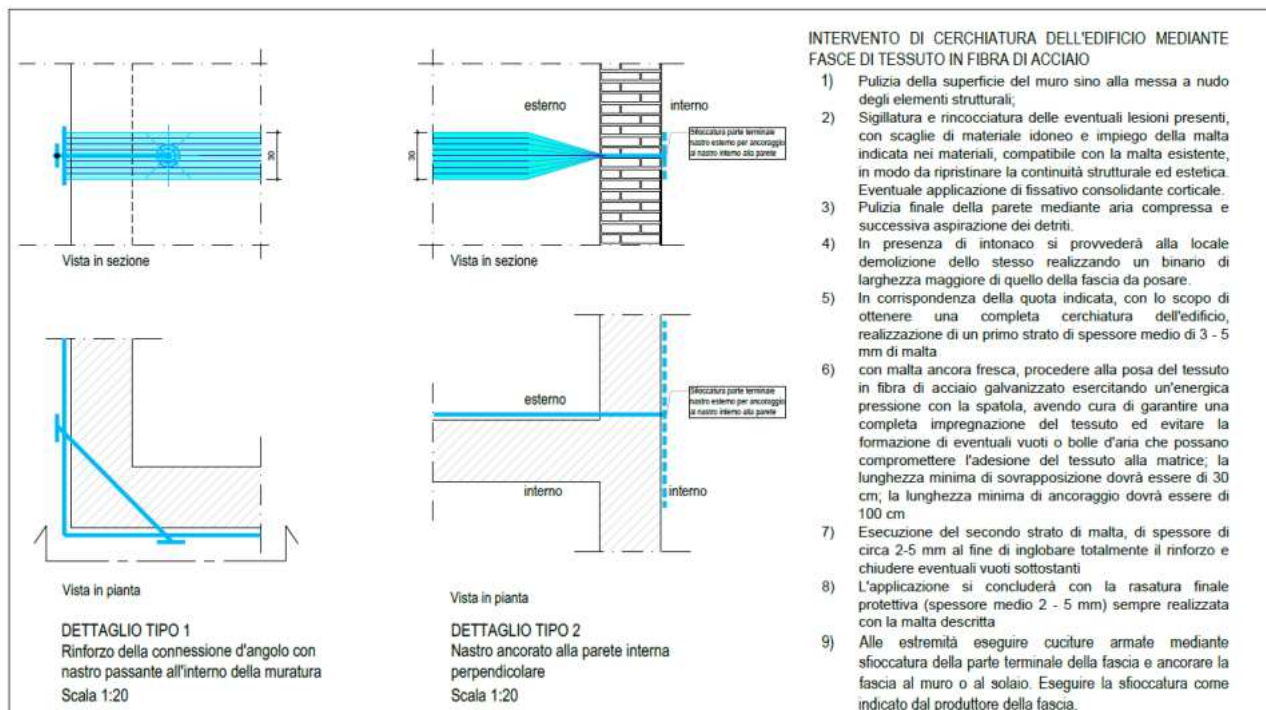
- $n_f = 1$
- $t_f = 0.091 \text{ mm}$
- $b_f = 300 \text{ mm}$
- $\alpha = 1.5$
- $\varepsilon_{fd} = \frac{\varepsilon_{lim,conv} \cdot \eta}{\gamma_M} = 0.76\% \cdot \frac{0.80}{1.50} = 0.4053\%$
- $E_f = 228522 \text{ MPa}$

Si determina pertanto che  $N_{t,Rd} = 37.93 \text{ KN}$

Il valore sopra determinato, è valutato come valore minimo secondo le varie modalità di rottura previste per il singolo sistema FRCM che sarà adottato. Dovranno quindi essere adottati i parametri di calcolo tali per garantire che la modalità di collasso avvenga per rottura a trazione del tessuto.



L'ancoraggio del tessuto avviene secondo diverse modalità. Prescrivendo comunque una sovrapposizione minima dei tessuti di 30cm, in fase di ancoraggio interno al fabbricato è previsto di adottare degli schemi come mostrato nella tavola S05 e di seguito proposti per semplicità espositiva:



L'ancoraggio interno avviene mediante inserimento di connettori passanti per gli angoli del manufatto, mentre negli incroci a T si prevede la sfiocatura del tessuto, il passaggio all'interno del fabbricato e il risvolto per almeno 1 mt a contrasto sulla parete ortogonale.

Si ritiene l'ancoraggio sufficiente a garantire lo sviluppo della massima trazione nel tessuto precedentemente esposta.

Tale azione resistente chiaramente si svilupperà solamente nel caso in cui il collegamento attualmente esistente (per effetto della presenza del cordolo in c.a. sommitale, dei solai in laterocemento e dell'ingranamento tra le murature della parte aggiunta e della parte pre-esistente) iniziasse a risultare non sufficiente, chiaramente sotto effetto di azione sismica.



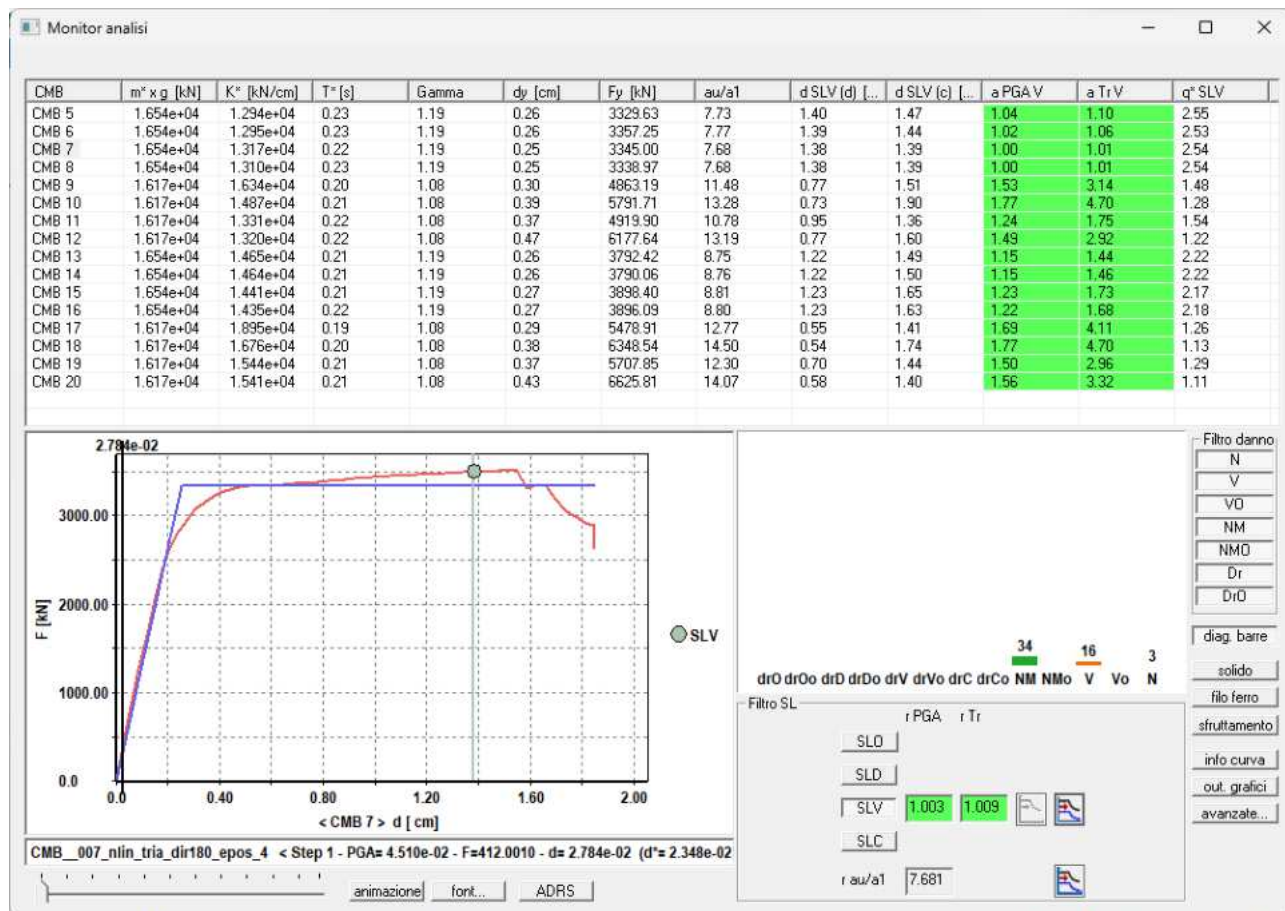
## 7. CONCLUSIONI

Le verifiche esposte in precedenza riportano i risultati analitici relativi al progetto definitivo di adeguamento sismico (al livello di sicurezza dell'80%) dell'edificio sede dell'Amministrazione Comunale di Guidizzolo, sito in Piazza Marconi 1, Guidizzolo (MN).

In termini sintetici si è riscontrato che

- l'edificio non è concepito per resistere ad azioni sismiche in quanto progettato in prima fase agli inizi del '900 e successive ristrutturazioni eseguite tutte in un periodo in cui il Comune di Guidizzolo era "non classificato" in termini di sismicità dell'area;
- L'edificio è stato oggetto di sopralzo in una fase ascrivibile al periodo intercorso tra la prima costruzione e la fine degli anni '70
- Tra la fine degli anni '70 e metà degli anni '80 l'edificio è stato oggetto di riattamento con cambio di destinazione d'uso ad edificio scolastico, con l'esecuzione di 3 blocchi in ampliamento adiacenti alla struttura esistente e la sopraelevazione dell'intero fabbricato di un piano;
- Il calcolo condotto allo stato di fatto per l'analisi statica del fabbricato ha evidenziato la presenza di elementi in muratura non verificati, pertanto occorrerà valutare interventi volti a migliorare anche le condizioni statiche degli elementi;
- Il calcolo condotto evidenzia la scarsa resistenza della struttura, e quindi dei suoi elementi primari sismo-resistenti, nei confronti delle azioni sismiche, come valutate secondo il D.M. 17.01.2018;
- Per il calcolo condotto è stato assunto un livello di conoscenza limitato (LC2) di concerto con la committenza sulla base del grado di approfondimento di indagine raggiunto. A tale livello di conoscenza si associa un fattore di confidenza pari a  $FC=1,20$  per tutte le murature indagate, mentre per gli altri materiali esistenti (calcestruzzo, acciaio da c.a.) si è mantenuto un livello di conoscenza limitato (LC1);
- Le analisi condotte allo stato di progetto per valutare la prestazione del fabbricato in termini globali sono di tipo non lineare, pertanto nella determinazione del livello di sicurezza strutturale nei confronti del sisma  $\zeta$  tiene conto delle non linearità di materiale e geometriche.
- Il livello minimo di sicurezza  $\zeta_E$  si esprime come il rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Il livello minimo da raggiungere allo scopo di adeguare il fabbricato per la costruzione in esame data la natura degli interventi è pari a 0.8 (80%).
- Il livello di sicurezza  $\zeta_{E\_SDF}$  determinato nello stato di fatto è riportato nella relazione "R03\_Relazione di valutazione della sicurezza" ed assume il valore 0.42 (42%).
- Nel seguito si riassumono i dati relativi al livello di sicurezza in termini di rapporto tra capacità e domanda per le accelerazioni di picco e i tempi di ritorno degli eventi sismici, calcolati per la combinazione maggiormente penalizzante, in configurazione di progetto:





Valutando la struttura di progetto nei confronti dell'azione sismica di riferimento agente all'80% le verifiche SLV risultano tutte soddisfatte.

Analisi pushover - quadro complessivo per la combinazione									
Sito struttura									
	Domanda d [cm]	Capacità d [cm]	Domanda PGA [g]	Capacità PGA [g]	Domanda Tr [anni]	Capacità Tr [anni]	Domanda Pr [%]	Capacità Pr [%]	Rapporto C/D PGA
SLV	1.379	1.385	0.174	0.174	526.65	531.388	17.29	17.154	1.003

Il dato di maggiore rilievo per la definizione del livello di sicurezza minimo viene valutato come il minore rapporto capacità/domanda in termini di accelerazione di picco al suolo tra tutte le combinazioni sismiche allo SLV. Come si evince dalla tabella sopra riportata, il rapporto inferiore lo si ha in CC07.

- Le verifiche di tipo statico delle murature consolidate risultano soddisfatte.
- Le verifiche in campo sismico delle murature consolidate risultano ora soddisfatte per il livello di sicurezza dichiarato.
- I principali risultati ottenuti in termini post- intervento sono:
  - Livello di sicurezza stimato (PGA):** **80.0%**
  - PGA (g):** **0.174**





○ Tr SLV:

531 anni

Al tempo di ritorno  $T_{SLV}$  è legato il concetto del “Tempo di intervento”, come esplicitato da un parere del comitato tecnico scientifico della Regione Emilia Romagna e richiamato anche in documenti esplicativi del dipartimento di protezione civile.



**COMITATO TECNICO SCIENTIFICO**  
(L.R. n. 19/2008 e D.G.R. n. 1430/2009)

Riunione del 27 luglio 2010

Seduta n. 4

Oggetto: Parere in merito alle verifiche tecniche, problematiche correlate e decisioni conseguenti. (Rif. Prot. int. n. 6)

Essenzialmente il tempo di intervento rappresenta il lasso temporale a disposizione del proprietario per poter eventualmente intervenire o quantomeno programmare interventi sull'immobile per aumentarne ulteriormente la capacità e quindi la resistenza nei confronti dell'azione sismica.

Ciò premesso e ferma restando la necessità di considerare anche gli altri elementi di valutazione (tra cui quelli di seguito precisati), si può adottare quale periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica, il tempo  $T_{INT}$  (tempo di intervento) tale per cui:

$$(T_{INT} C_U) / T_{SLV} = -\ln(1 - 0,1) = 0.105 \quad \text{oppure} \quad (T_{INT} C_U) / T_{SLC} = -\ln(1 - 0,05) = 0.051$$

essendo  $C_U$  il coefficiente d'uso e  $T_{SLV}$  (oppure  $T_{SLC}$ ) il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente all'attivazione del meccanismo di rottura in esame allo SLV – *Stato Limite di salvaguardia della Vita* (oppure SLC – *Stato Limite di Collasso*).

Il CTS ritiene che sia ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione, gli interventi su quegli edifici per i quali  $T_{INT}$  risulti maggiore di 30 anni (accettando, con ciò, che una modesta “inadeguatezza” possa caratterizzare le costruzioni esistenti a tempo indeterminato, anche tenendo conto della convenzionalità delle analisi).

Sul fronte opposto, si intende che nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi “particolari elementi di rischio”, i provvedimenti necessari alla riduzione di quest'ultimo a valori accettabili debbano essere adottati nel minor tempo possibile. Oltre ad elementi specifici che il tecnico incaricato potrà individuare, per gli aspetti sismici è ragionevole ritenere (anche sulla base dei risultati delle verifiche finora condotte) “particolari elementi di rischio” i meccanismi caratterizzati da  $T_{INT} \leq 2$  anni.

Il tempo di intervento è definito come:

$$T_{int} = - \frac{\ln(1 - 0.1) * T_{SLV}}{C_U} = 28 \text{ anni}$$



Il valore determinato può essere assimilato alla vita utile residua del fabbricato. Considerando che il medesimo valore, relativo allo stato di fatto, era pari a circa 6 anni (si veda relazione di valutazione della sicurezza), con l'intervento in progetto si è incrementata la vita nominale residua di circa 20 anni, consentendo quindi all'Amministrazione la programmazione di interventi futuri sul fabbricato.

**Il livello di sicurezza stimato attribuibile al fabbricato è quindi derivato dalla modellazione globale ed assume il valore di  $\zeta_E = 0.80$ .**

**Ne consegue quindi un miglioramento del livello di sicurezza pari a 38 punti percentuali. Il valore finale è quindi incrementato di oltre il 20% rispetto al livello originale, maggiore del 60% (valore minimo previsto per edifici di classe III o IV), pari all'80% valore relativo all'adeguamento per edifici esistenti per la tipologia in esame (adeguamento disposto dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata con la valutazione della sicurezza).**