

COMUNE DI SCAFA



Adeguamento sismico di un edificio scolastico danneggiato dal sisma del 06.04.2009
Scuola media Michelangelo Buonarroti

COMMITTENTE COMUNE DI SCAFA
Via della Stazionene - Città SCAFA (PE)

RICHIEDENTE COMUNE DI SCAFA

RESPONSABILE DEI LAVORI

spazio riservato all'Ufficio competente

DIRETTORE TECNICO Ars Mechanica s.r.l
Prof. Ing. Franco DI FABIO - Albo Ing. Prov. AQ n° 2965

PROGETTISTI
Prof. Ing. Franco DI FABIO - Albo Ing. Prov. AQ n° 2965
Ing. Franco Di Fulvio - Albo Ing. Prov. PE n° 521

timbro e firma del progettista e/o del D.L.



Elaborato	Relazione di calcolo Progetto esecutivo
RC	
scala <input type="text"/>	

rev	data	descrizione	redatto	verificato	approvato
a					
b					
c					
d					
e					

CODICE INTERVENTO			CODICE ELAB. GRAFICI				CODICE ELAB. DESCRITTIVI					
tipologia	anno	n° progressivo	fase	prog.	elab.	tipo	rev.					rev.
<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	- <input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	- <input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>

DFP PROJECT

INGEGNERI ASSOCIATI

Ing. Franco Di Fulvio - Ing. I. Tony Persico
Traversa C.so I Maggio, 150/2 - Scafa (PE)

ARS MECHANICA s.r.l.
SOCIETA' DI INGEGNERIA

Via Del Beato Cesidio n°9, L'AQUILA

www.arsmechanica.it

info@arsmechanica.it



Sommario	
1. Premessa.....	2
2. Documenti acquisiti e normativa di riferimento.....	4
1.1.1.1. Normativa di riferimento.....	4
1.1.1.2. Documenti di riferimento.....	4
3. Strumenti di calcolo.....	5
4. Descrizione della struttura.....	7
Descrizione generale.....	7
Descrizione dei danni provocati dal sisma.....	12
5. Indagine conoscitiva.....	13
Caratteristiche dei materiali.....	13
Caratteristiche del terreno di fondazione.....	14
6. Determinazione delle azioni e loro combinazione.....	15
Analisi dei carichi.....	15
Azione della neve.....	16
Azione sismica.....	17
Combinazioni delle azioni.....	18
7. Sicurezza sismica dello stato di fatto.....	19
Modellazione dell'edificio e tipologia di analisi.....	19
Il modello della struttura.....	19
Analisi dinamica lineare.....	19
Analisi statica non lineare (pushover).....	20
Legami costitutivi dei materiali.....	21
Analisi dello stato di fatto.....	22
8. Quadro degli interventi di miglioramento sismico.....	25
9. Valutazione dello stato post-operam.....	27
10. Blocco A: valutazione sicurezza sismica post-operam.....	29
Descrizione degli interventi di miglioramento sismico.....	30
Fondazioni.....	35
11. Blocco B: valutazione sicurezza sismica post-operam.....	35
Fondazioni.....	39
12. Progetto scala in acciaio.....	39
Fondazioni.....	40
13. Connessioni.....	40
Ancoraggio dispositivi di dissipazione e controventamento ai telai.....	41
Giunzioni tra telaio in acciaio e struttura esistente (Nodo da tipo A a tipo L).....	45
Giunzioni tra telaio in acciaio e ringrosso in fondazione (giunzione tipo M).....	46
Giunzioni montanti in acciaio con fondazione e travi esistenti (nodo tipo S e T).....	48
14. Conclusioni.....	49

1. Premessa

L'edificio scolastico, progettato nel 1967, ha la struttura portante in c.a ed è costituito da due blocchi rettangolari di lati 16.3x16.5 e 16.3x20.5, connessi dal corpo scala centrale e sfalsati uno rispetto all'altro per circa 1/3 del lato, dando luogo ad una configurazione irregolare in pianta. La struttura si eleva per quattro piani fuori terra con interpiano di circa 3.5 m e presenta una copertura a falde di recente costruzione, realizzata probabilmente a protezione della originale copertura piana. La tipologia strutturale rispecchia la progettazione tipica dell'epoca, eseguita per soli carichi verticali; infatti presenta telai in una sola direzione, in particolare quella longitudinale, con tessitura dei solai in latero-cemento nella direzione trasversale.

La superficie lorda coperta è di circa 600 mq per piano per un totale di circa 2400 mq

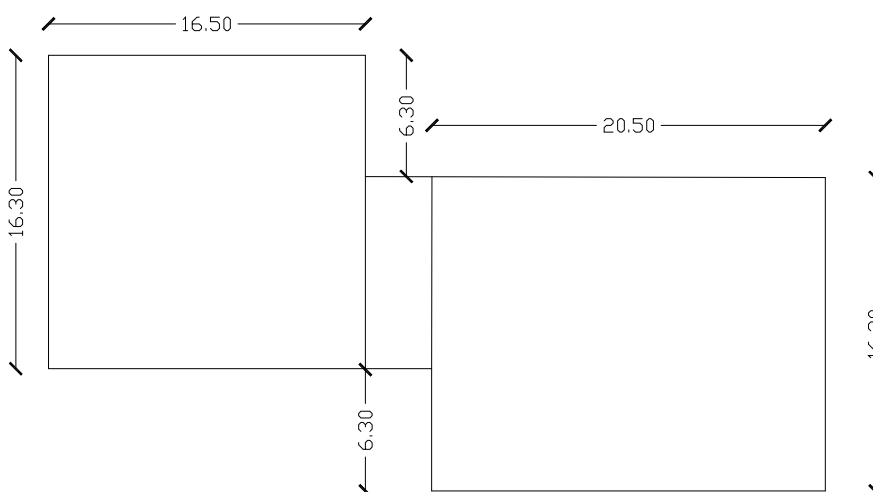


Fig. 1.1: Dimensioni blocchi dell'edificio

Geometria in pianta dei due blocchi e della scala intermedia

La scuola media, in occasione dell'evento sismico del 6 aprile 2009, ha riportato danni alle strutture portanti in c.a. ed alle tamponature tali da essere classificata "B" dai verificatori del DPC.

Successivamente il Comune di Scafa ha commissionato un'indagine conoscitiva sui materiali strutturali.

L'indagine conoscitiva, condotta dal laboratorio tecnologico sperimentale per prove sui materiali da costruzione Abruzzo Test, è consistita nell'estrazione di carote di cls e successivo schiacciamento delle stesse, ed in indagini pacometriche per quantificare posizione e diametro delle armature.

Dai risultati dell'indagine, riportati nel documento "Verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica di edifici pubblici e opere infrastrutturali ai sensi del DM 14.01.2008" è emerso che i valori

di resistenza del cls sono molto disomogenei e vanno da un minimo di $f_c = 8.91 \text{ MPa}$, riscontrato su un pilastro del piano terzo ad un massimo di $f_c = 27.24 \text{ MPa}$ su un pilastro del piano primo

L'acciaio utilizzato è il tondo liscio AQ42, acciaio tipico dell'epoca di costruzione.

Sulla base di queste risultanze il Laboratorio sperimentale tecnologico Abruzzo Test conduce una verifica di vulnerabilità per stabilire i livelli di sicurezza sismica ai sensi del DM 14.01.2008 NTC 2008.

Detta verifica è stata condotta con il metodo dell'analisi statica lineare; per quanto riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) i livelli di adeguatezza sismica ottenuti sono stati i seguenti:

- per i meccanismi duttili in travi e pilastri: 15% PGA attesa;
- per il taglio in travi e pilastri: 14% PGA attesa;
- per il meccanismo collasso nei nodi: 10% PGA attesa.

I risultati ottenuti sono in linea con la tipologia di edifici realizzati negli anni sessanta e progettati per soli carichi verticali e con i solai non rigidi nel proprio piano (era tipico dell'epoca realizzare la soletta di calcestruzzo priva di armatura).

In sintesi, sebbene la classificazione "B" post-sisma possa aver fatto pensare che siano sufficienti interventi di rafforzamento locale per mettere la struttura in sicurezza, i risultati della verifica di sicurezza condotta insieme alle carenze strutturali riscontrate (mancanza di telai resistenti in una direzione, irregolarità in pianta, solai non rigidi), fanno sì che siano assolutamente necessari interventi strutturali pesanti e di tipo globale per portare la struttura ad un livello di sicurezza accettabile.

Volendo procedere al miglioramento sismico dell'edificio, si dimostrerà che l'intervento proposto di separare in due blocchi la struttura e applicare la dissipazione tramite dispositivi isteretici tipo Brad della FIP è quello che garantisce un livello di sicurezza più elevato a fronte di una ridottissima invasività e limitata spesa.

Dopo i capitoli introduttivi nel § 4 si descrive la struttura, si dedica il capitolo § 7 """, alla valutazione della sicurezza nello stato attuale ottenendo risultati che confermano, seppure con diversa metodologia di analisi, le stime già da altri condotte e richiamate in questa stessa premessa; l'analisi dinamica con spettro di risposta fornisce una stima della sicurezza allo stato attuale inferiore del 10% sia per i meccanismi duttili che per i fragili.

Il § 8 """ descrive l'intervento complessivo che sarà illustrato separatamente nei § 10 e § 11.

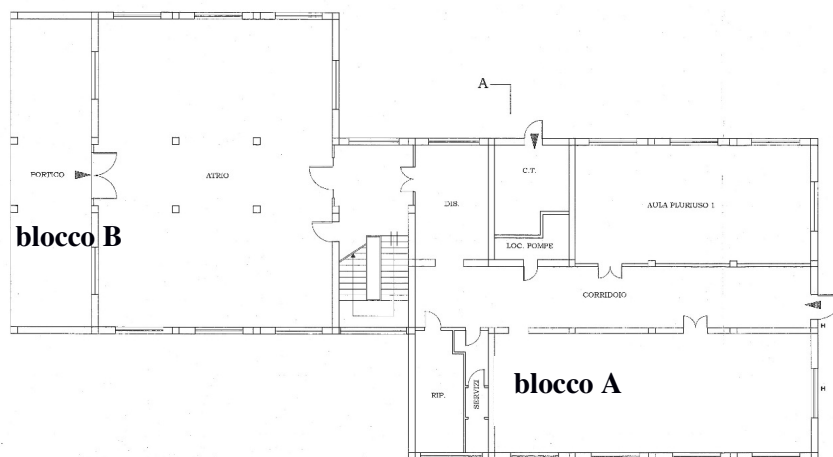


Figura 1.2: Individuazione dei due blocchi dell'edificio

2. Documenti acquisiti e normativa di riferimento

1.1.1.1. Normativa di riferimento

La relazione è stata redatta tenendo in considerazione la normativa seguente:

- D.M. 14 gennaio 2008. **NTC** - Norme tecniche per le costruzioni, emesse dal Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, - (*GU n. 29 del 4-2-2008 Suppl. Ordinario n.30*).
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n. 617 Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Linee guida per la redazione degli elaborati tecnici ed economici relativi agli interventi indicati nell'allegato al d.c.d. n. 89/2011.

1.1.1.2. Documenti di riferimento

La relazione è stata elaborata anche sulla base dei seguenti documenti:

- Elaborato grafico "Tavola 3: Piante, prospetti e sezioni" del "Progetto di manutenzione straordinaria e adeguamento impianti della scuola media M. Buonarroti".
- Relazione sulla prima campagna di indagini (Luglio 2009): Verifiche tecniche dei livelli di sicurezza sismica di edifici pubblici e opere infrastrutturali ai sensi del DM 14.01.2008, Laboratorio sperimentale tecnologico Abruzzo Test.
- Documento di Valutazione dei Livelli di Rischio, Abruzzo Test.
- Scheda AEDES.

- Relazione geologica e geotecnica a firma del dott. geol. Michele D'Angelo, la quale è stata integrata con la Relazione “Verifica rischio liquefazione scuola media Michelangelo Buonarroti” a firma del dott. geol. Silvio Cavallucci.
- Relazione sulla seconda campagna di indagini (Marzo 2018);
- Relazione sulla terza campagna di indagini (Aprile 2018).

3. Strumenti di calcolo

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 14.01.2008 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo. Sono state condotte mediante il programma di calcolo CDSWin con licenza chiave n° 23234 intestata alla società d'ingegneria Ars Mechanica S.r.l. con sede legale in Via Beato Cesidio 9, L'aquila, della quale i sottoscritti risultano rispettivamente:

- Dott. Ing. Franco Di Fabio, Direttore Tecnico
- Dott. Ing. Alessandro Testa, Amministratore unico

Tale software è prodotto dalla seguente società:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Compl. Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 14.01.2008 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato.
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.

- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

In particolare le travi ed i pilastri sono state schematizzate con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite, modello finito che ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Gli elementi finiti a due nodi possono essere utilizzati in analisi di tipo non lineare potendo modellare non linearità sia di tipo geometrico che meccanico con i seguenti modelli :

- Matrice geometrica per gli effetti del II° ordine.
- Non linearità meccanica per comportamento assiale solo resistente a trazione o compressione.
- Non linearità meccanica di tipo elasto-plastica con modellazione a plasticità concentrata e duttilità limitata con controllo della capacità rotazionale ultima delle cerniere plastiche (per le analisi sismiche di tipo PUSHOVER con le modalità previste dal D.M. 14/01/2008 e s.m.i).

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra).

Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH.

Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

I vincoli tra i vari elementi strutturali e con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare, mentre nelle eventuali analisi non lineari di tipo PUSHOVER i legami costitutivi utilizzati sono di tipo elastoplastico - incrudente a duttilità limitata, elasto-fragile, elastoplastico a compressione e fragile a trazione.

4. Descrizione della struttura

Descrizione generale

L'edificio scolastico ha la struttura portante in c.a ed è costituito da due blocchi rettangolari rispettivamente di lati 16.3x16.5 m e 16.3x20.5 m. I due blocchi sono connessi dal corpo scala centrale con soletta in c.a., sfalsati uno rispetto all'altro per circa 1/3 del lato, dando luogo ad un unico corpo di fabbrica con una configurazione irregolare in pianta. La struttura si eleva per quattro piani fuori terra con interpiano di circa 3.5 m e presenta una copertura a falde di più recente costruzione, realizzata probabilmente a protezione della originale copertura piana.

Nelle figure seguenti sono riportate piante, sezioni e prospetti.

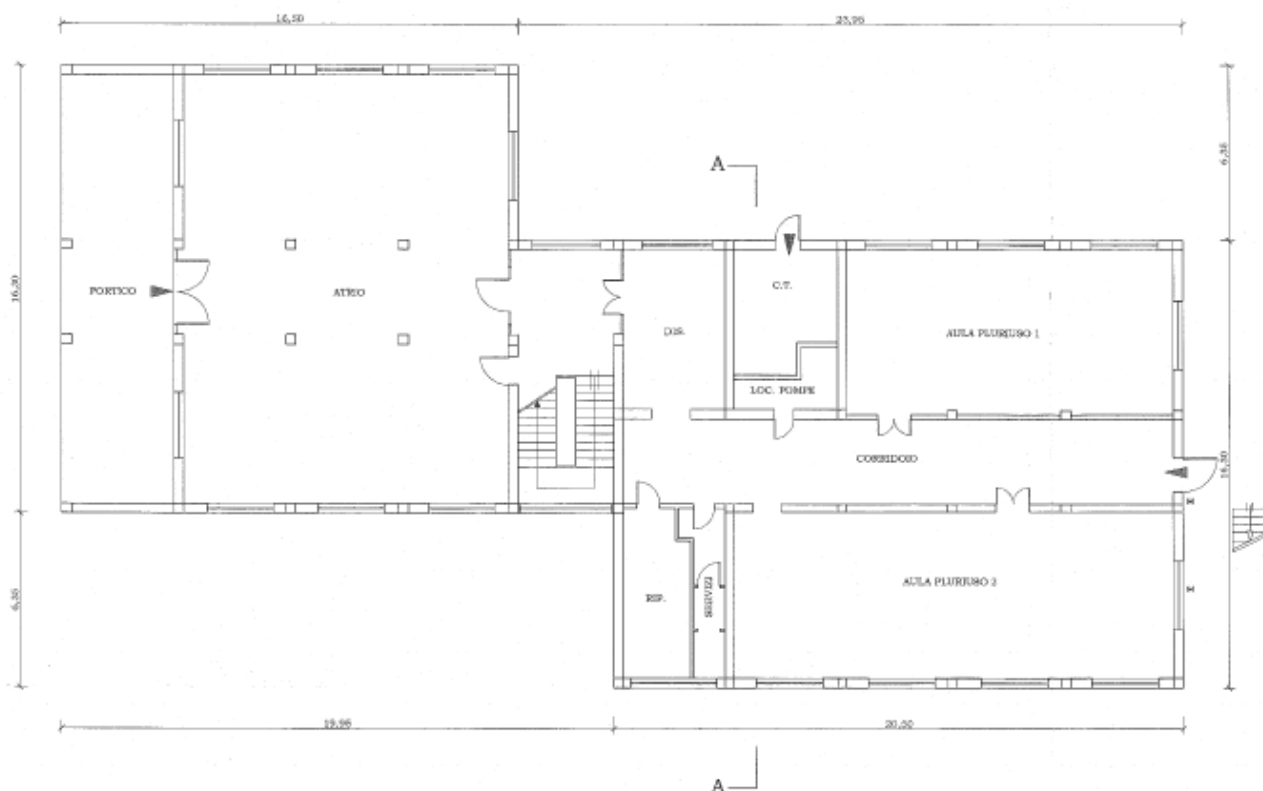


Fig. 2: Pianta piano terra

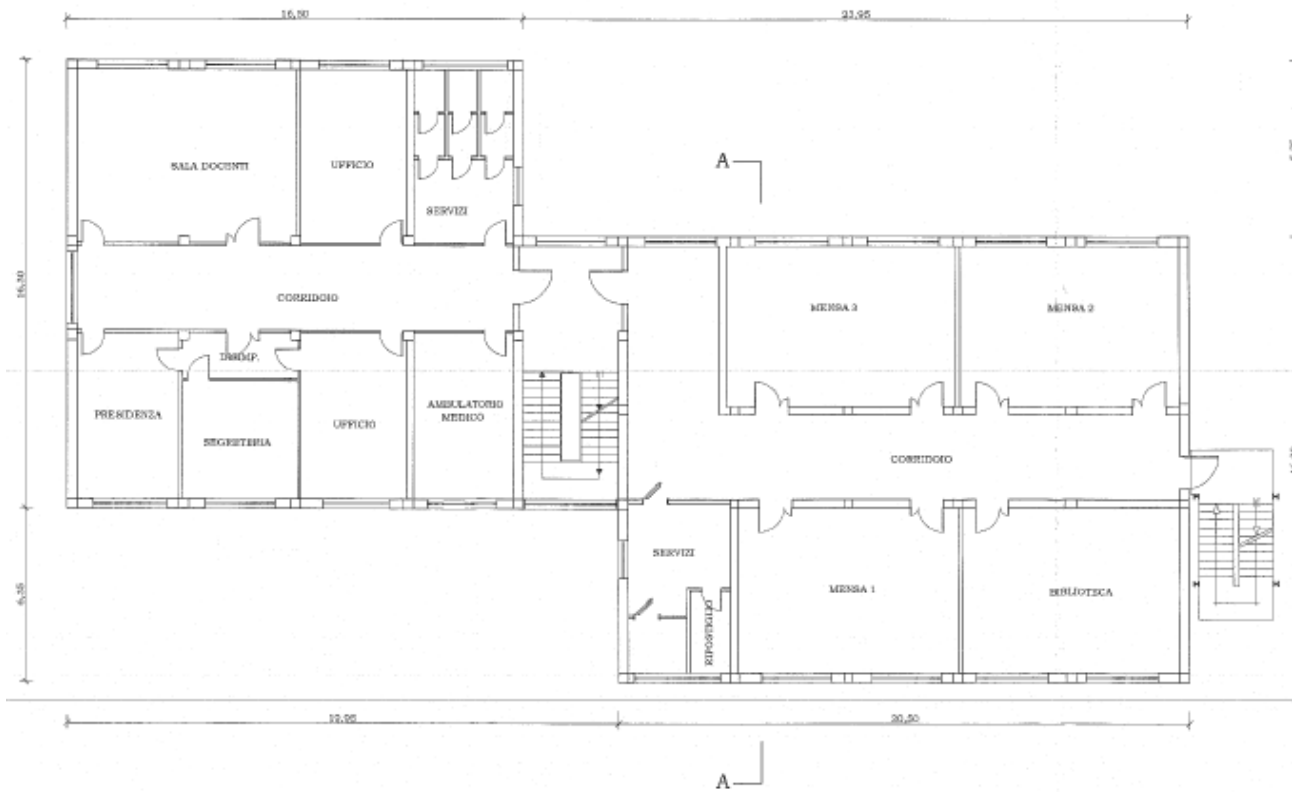


Fig. 3: Pianta piano primo

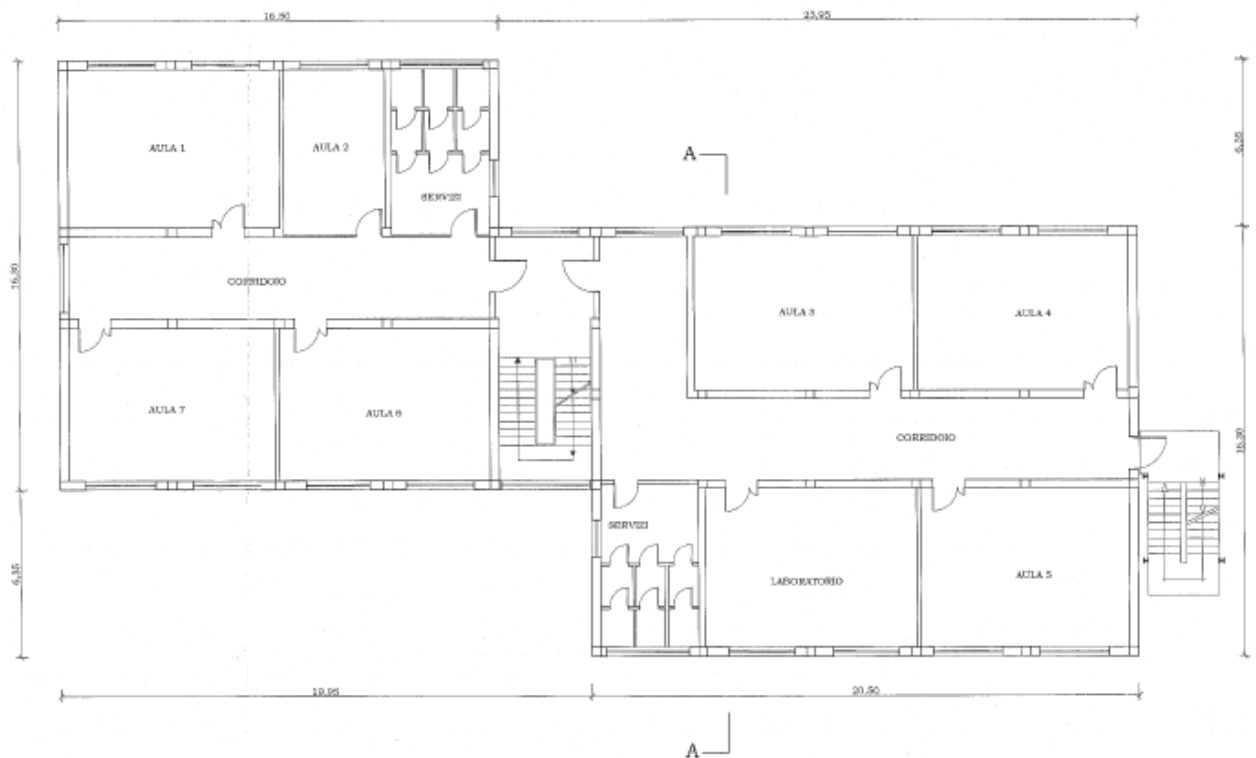


Fig. 4: Pianta piano secondo e piano terzo

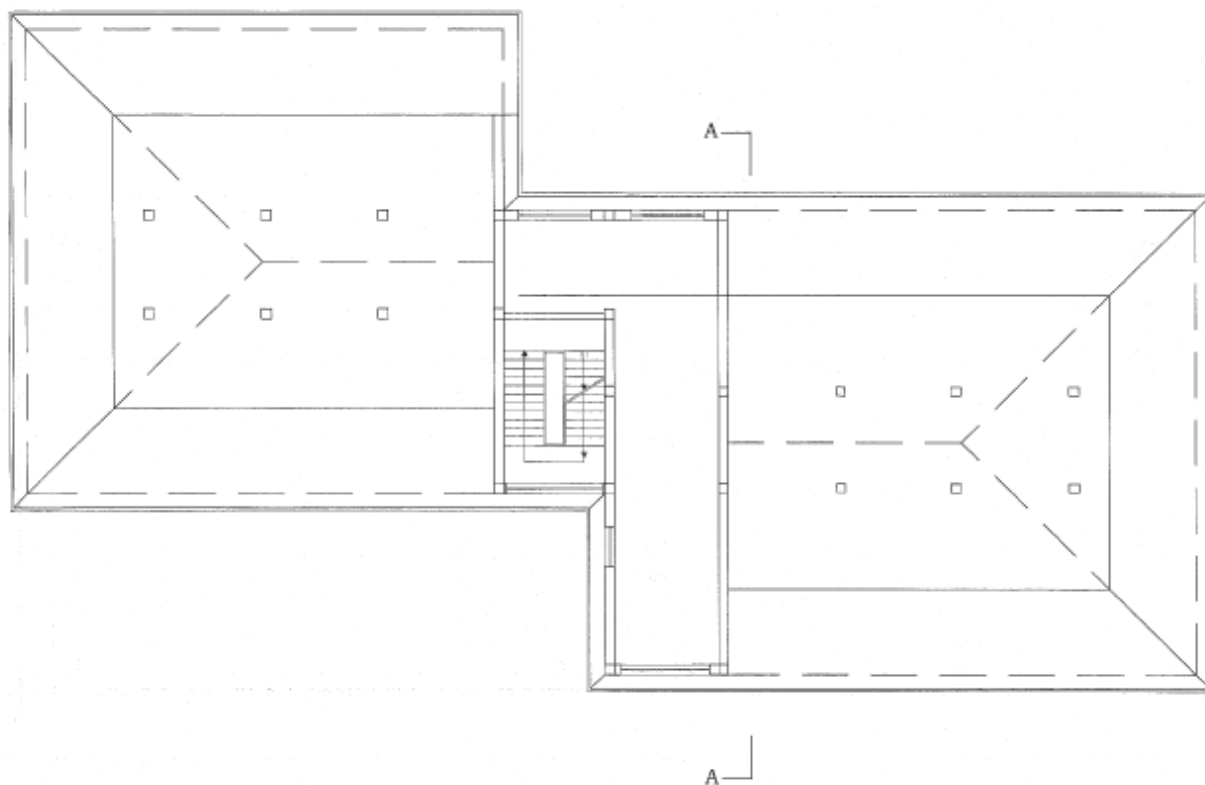


Fig. 5: Pianta piano sottotetto e copertura

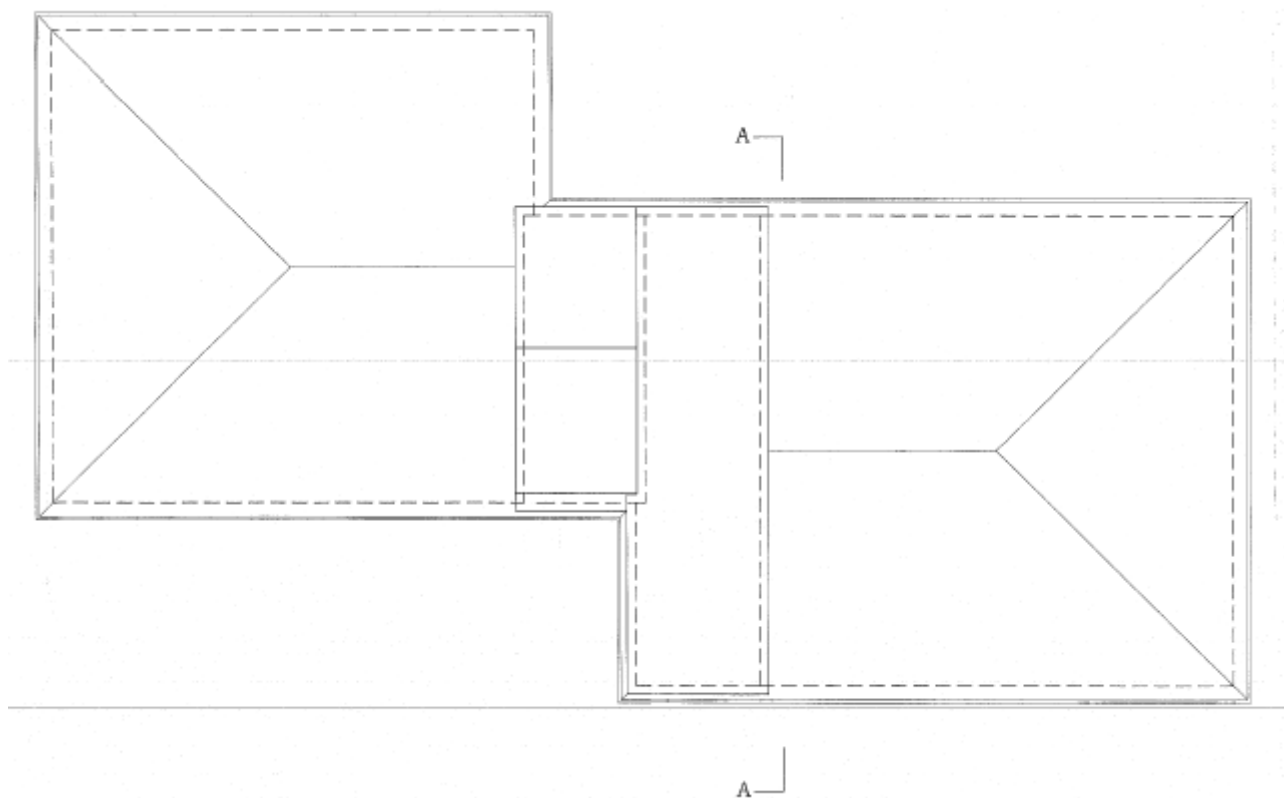


Fig. 6: Pianta piano copertura



Fig. 7: Prospetto ovest



Fig. 8: Prospetto nord



Fig. 9: Prospetto sud

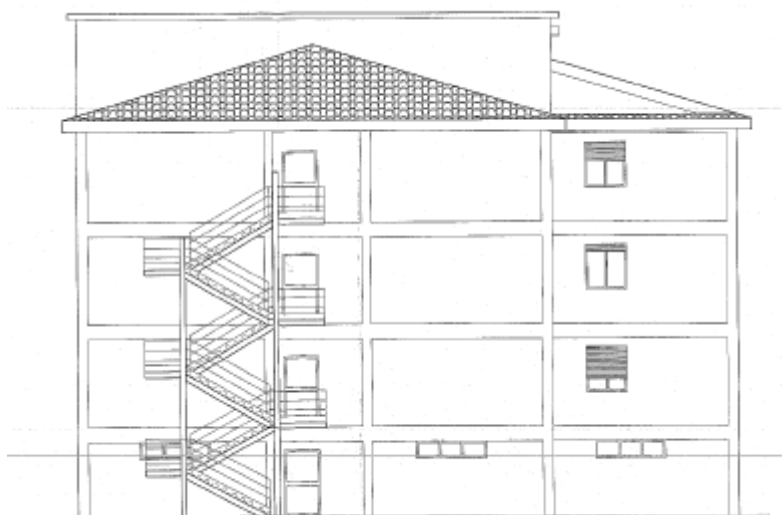


Fig. 10: Prospetto est

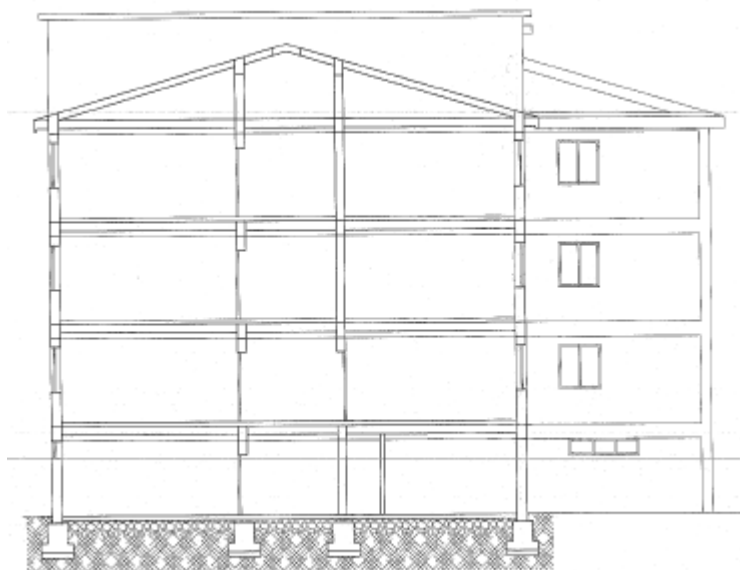


Fig. 11: Sezione A-A

La struttura presenta telai in una sola direzione, in particolare quella longitudinale, con travi alte di sezione variabile tra 40x55 e 40x70. I solai, in latero-cemento, sono tessuti nella direzione trasversale. In tale direzione non sono presenti travi oltre a quelle perimetrali. Le fondazioni sono costituite da travi rovesce di altezza pari a 125 cm.

I diversi piani sono collegati mediante una scala con soletta in c.a, collocata nella parte centrale dell'edificio.

La superficie lorda coperta è di circa 600 mq per piano per un totale di circa 2400 mq. Sui lati della costruzione sono presenti ampie finestrate ripetute su tutti i piani, al piano terra un porticato in corrispondenza dell'ingresso.

Descrizione dei danni provocati dal sisma

A seguito dell'evento sismico del 6 Aprile 2009 la struttura ha riportato danni lievi alle strutture portanti in c.a. ed alle tamponature, tali da essere classificata B. I verificatori del DPC che hanno assegnato l'esito di agibilità hanno riscontrato, durante la propria visita, una fessurazione diffusa di alcuni pilastri e alcune fessurazioni alla soletta della scala. A seguito dell'accertamento di questi danni si sono eseguiti lavori di ripristino quali:

- lavori edilizi: ripristino delle lesioni delle murature dei tramezzi e tamponature, operazioni necessarie su infissi e pitture;

- lavori di risanamento strutturale: ricostruzione dei pilastri più ammalorati ed aumento della sezione della fondazione in corrispondenza dei pilastri trattati.

Attualmente l'unico lesionamento riscontrabile è quello sulla soletta delle scale, mentre nel complesso l'edificio appare in un buono stato.

5. Indagine conoscitiva

Caratteristiche dei materiali

L'indagine conoscitiva, condotta dal laboratorio tecnologico sperimentale per prove sui materiali da costruzione Abruzzo Test, è consistita:

- Campagna n.1 del 2009: estrazione di carote di calcestruzzo da sottoporre a prove di compressione, prove non distruttive sul calcestruzzo con metodo combinato rilievi microsismici - sclerometrici, indagini pacometriche visive per determinare diametro, numero e posizione dei ferri di armatura;
- Campagna n.2 di Marzo 2018: estrazione di carote di calcestruzzo, indagini pacometriche e visive;
- Campagna n.3 di Aprile 2018: estrazione di carote di calcestruzzo, estrazione di barre di armatura da sottoporre a trazione, indagini pacometriche e visive.

La media dei valori di resistenza del calcestruzzo in sito è pari a **16.50 MPa**: tale valore è stato impiegato come resistenza media del calcestruzzo esistente nell'esecuzione delle analisi e verifiche della struttura.

La media dei valori di resistenza dell'acciaio è stata considerata diversa per ogni tipologia di diametro riscontrata, in particolare:

	$\phi 6$	$\phi 12$	$\phi 20$
	MPa	MPa	MPa
MEDIA	419.31	444.51	403.35

Date le dimensioni dell'edificio, le prove effettuate ed i controlli in situ si può assegnare alla struttura un livello di conoscenza adeguato **LC2**.

Caratteristiche del terreno di fondazione

La caratterizzazione del terreno di fondazione è illustrata in dettaglio nella "Relazione geologica e geotecnica" a firma del Dott. Geol. Michele D'Angelo, la quale è stata recentemente integrata con la relazione "Verifica rischio liquefazione scuola media Michelangelo Buonarroti" a firma del Dott. Geol. Silvio Cavallucci. Il terreno è costituito da un primo strato di 2.4 m di spessore di materiale di riporto, un secondo fino a -6.2 m di limi argillosi debolmente sabbiosi molto consistenti, seguiti da un orizzonte ghiaioso fino a -8.6 m e al quale segue un deposito di limo argilloso molto consistente fino a -14 m. I valori fisico-meccanici dei terreni ricavati dalle indagini sono:

- Peso di volume (da m. 0.00 a m. 7.5) $\gamma = 18 \text{ kN/mc}$
- Angolo di attrito (ϕ) (da m. 0.00 a m. 7.5) $\phi = 31^\circ$
- Peso di volume (da m. 7.5 a m. 8.5) $\gamma = 20 \text{ kN/mc}$
- Densità relativa media (da m. 0.0 a m. 7.5) $D_r = 40\%$
- Coefficiente di Poisson (da m. 0.00 a m. 7.5) $\nu = 0,44$
- Coesione U.U. (da m. 7.5 a m. 8.5) $C_u = 90 \text{ kPa/mq}$
- Coefficiente di Poisson (da m. 7.5 a m. 8.5) $\nu = 0,38$

Inoltre i valori delle velocità delle onde di taglio fanno rientrare il sito nella **categoria di sottosuolo C**.

Come si evince dalle prove SPT eseguite, i valori della resistenza penetrometrica normalizzata (N1)60 risultano essere variabili da 35 a 55 e dunque può essere omessa la verifica a liquefazione (vedi punto 4 NTC08 paragrafo 7.11.3.4.2). Trattandosi, però, di un edificio strategico è stata comunque eseguita la verifica alla liquefazione con il metodo Seed e Idriss, **dal quale si evince che si possono escludere fenomeni di liquefazione in occasione di sismi**.

La falda è stata rilevata ad una profondità di circa 6.8 m.

6. Determinazione delle azioni e loro combinazione

Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi per la struttura è ottenuta considerando le dimensioni geometriche degli elementi strutturali e non strutturali per la determinazione dei carichi permanenti G_k e considerando la destinazione d'uso dell'edificio per i carichi variabili Q_k secondo normativa.

Di seguito si riportano in dettaglio l'analisi dei carichi.

<u>Solaio latero-cemento</u>								
	Peso		l	s	H	n	Tot	
			[m]	[m]	[m]	[m ²]		
Travetti	25.00	kN/m ³		0.10	0.25	2.00	1.25	kN/m ²
Soletta	25.00	kN/m ³		0.05			1.25	kN/m ²
Pignatte	0.06	kN				8.00	0.45	kN/m ²
Totale peso proprio (Gk1)							2.95	kN/m²
Massetto	20.00	kN/m ³		0.05			1.00	kN/m ²
Pavimento	18.00	kN/m ³		0.02			0.36	kN/m ²
Intonaco intradosso	20.00	kN/m ³		0.03			0.60	kN/m ²
Carico distribuito tramezzi							2.00	kN/m ²
Totale peso portato (Gk2)							3.96	kN/m²
Totale pesi permanenti (Gk)							6.91	kN/m²
Sovraccarichi variabili (Qk)	3.50	kN/m ²					3.50	kN/m²

<u>Solaio latero-cemento sottotetto</u>								
	Peso		l	s	H	n	Tot	
			[m]	[m]	[m]	[m ²]		
Travetti	25.00	kN/m ³		0.10	0.25	2.00	1.25	kN/m ²
Soletta	25.00	kN/m ³		0.05			1.25	kN/m ²
Pignatte	0.06	kN				8.00	0.45	kN/m ²
Totale peso proprio (Gk1)							2.95	kN/m²
Intonaco intradosso	20.00	kN/m ³		0.03			0.60	kN/m ²
Carico distribuito tramezzi							2.00	kN/m ²
Totale peso portato (Gk2)							2.60	kN/m²
Totale pesi permanenti (Gk)							5.55	kN/m²
Sovraccarichi variabili (Qk)	0.50	kN/m ²					0.50	kN/m²

Tramezzo								
	Peso		l	s	H	n	Tot	
			[m]	[m]	[m]	[m^2]		
Muratura in forati	11.00	kN/m^3		0.08	3.10		2.73	kN/m
Intonaco	20.00	kN/m^3		0.025	3.10		1.55	kN/m
Totale peso proprio (Gk1)							4.28	kN/m
Carico uniformemente distribuito g2k	2.00	kN/m^2					2.00	kN/m^2

Tamponatura								
	Peso		l	s	H	n	Tot	
			[m]	[m]	[m]	[m^2]		
Intonaco esterno	20.00	kN/m^3		0.03	2.95		1.59	kN/m
Muratura in forati	11.00	kN/m^3		0.12	2.95		3.89	kN/m
strato isolante	0.05	kN/m^3		0.10	2.95		0.01	kN/m
Muratura in forati	11.00	kN/m^3		0.08	2.95		2.60	kN/m
Intonaco interno	20.00	kN/m^3		0.02	2.95		0.89	kN/m
Totale peso proprio (Gk1)							8.98	kN/m

Scala (peso proiezione in pianta)								
	pedata (cm) = 30.00		alzata (cm) = 14.60		inclinazione (°) = 25.95			
	Peso		l	s	H	n	Tot	
			[m]	[m]	[m]			
Soletta	25.00	kN/m^3		0.16		1.11	4.45	kN/m^2
Gradini	25.00	kN/m^3	0.30	0.50	0.15	3.33	1.83	kN/m^2
Totale peso proprio (Gk1)							6.27	kN/m^2
Allettamento alzata	21.00	kN/m^3		0.01	0.15	3.33	0.10	kN/m^2
Allettamento pedata	21.00	kN/m^3		0.02	0.30	3.33	0.42	kN/m^2
Pavimento alzata marmo	26.00	kN/m^3		0.02	0.15	3.33	0.25	kN/m^2
Pavimento pedata marmo	26.00	kN/m^3		0.02	0.30	3.33	0.52	kN/m^2
Intonaco intradosso	18.00	kN/m^3		0.025			0.45	kN/m^2
Totale peso portato (Gk2)							1.75	kN/m^2
Totale pesi permanenti (Gk)							8.02	kN/m^2
Sovraccarichi variabili (Qk)	4.00	kN/m^2					4.00	kN/m^2

Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulla copertura sarà valutato mediante la seguente espressione offerta dalla normativa:

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

- q_{sk} : è il valore caratteristico della neve al suolo [kN/m²]. Scafa rientra nella Zona II e trovandosi ad una quota di $a_s = 115$ m, si ha:

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

- C_E : è il coefficiente di esposizione preso pari a 1;
- C_t : è il coefficiente termico preso pari a 1;

- μ_1 : coefficiente di forma per le coperture: considerando il caso di accumulo di neve in assenza di vento ed essendo il tetto della struttura è a falda, dalla tabella sulla normativa leggiamo $\mu_1=0.8$.

Il carico neve agente sulla copertura sarà pari a:

$$q_s = 1 \cdot 0.8 = 0.8 \text{ kN/m}^2.$$

In favore di sicurezza si considera un carico di 1 kN/m².

Azione sismica

L'azione sismica sulla struttura è stata determinata in base ai seguenti parametri:

vita nominale: ≥ 50 anni

classe d'uso:III

latitudine: N 42.26753

longitudine: E 13.99763

categoria di sottosuolo:C

coefficiente topografico:1

PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	TERZA
Longitudine Est (Grd)	13.99763	Latitudine Nord (Grd)	42.26753
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1.00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Utente	Sistema Costruttivo Dir.2	Utente
Regolarita' in Altezza	SI (KR=1)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO		
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0.81	Periodo di Ritorno Anni	45.00
Accelerazione Aa/a	0.07	Periodo T'c (sec.)	0.29
Fo	2.42	Fv	0.89
Fattore Stratigrafia 'S'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.15
Periodo TC (sec.)	0.46	Periodo TD (sec.)	1.90
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0.63	Periodo di Ritorno Anni	75.00
Accelerazione Aa/a	0.09	Periodo T'c (sec.)	0.31
Fo	2.42	Fv	1.00
Fattore Stratigrafia 'S'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.16
Periodo TC (sec.)	0.48	Periodo TD (sec.)	1.97
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0.10	Periodo di Ritorno Anni	712.00
Accelerazione Aa/a	0.22	Periodo T'c (sec.)	0.36
Fo	2.53	Fv	1.61
Fattore Stratigrafia 'S'	1.36	Periodo TB (sec.)	0.18
Periodo TC (sec.)	0.53	Periodo TD (sec.)	2.48
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0.05	Periodo di Ritorno Anni	1462.00
Accelerazione Aa/a	0.28	Periodo T'c (sec.)	0.37
Fo	2.56	Fv	1.83
Fattore Stratigrafia 'S'	1.27	Periodo TB (sec.)	0.18
Periodo TC (sec.)	0.54	Periodo TD (sec.)	2.72

In figura Fig. 13 sono riportati gli spettri elastici relativi ai diversi stati limite.

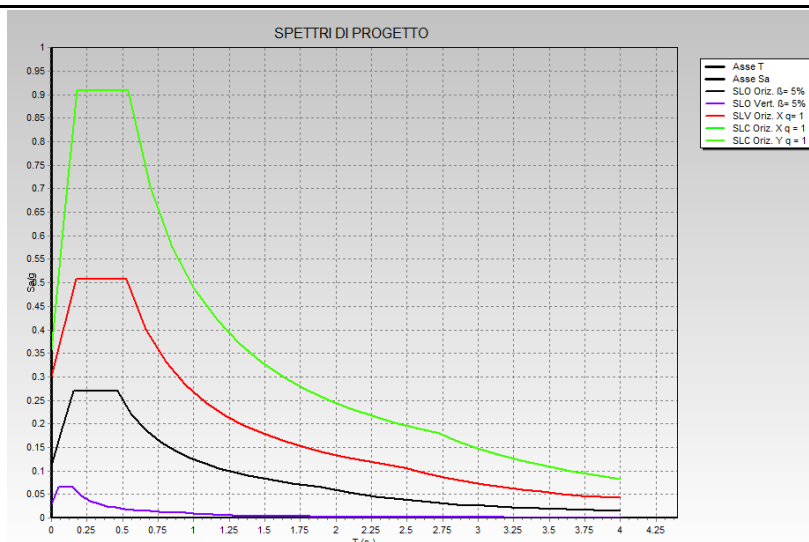


Fig. 13: Spettri elastici

Combinazioni delle azioni

La normativa impone di eseguire delle analisi statiche per le diverse combinazioni fondamentali per lo stato limite ultimo:

$$\gamma_G \cdot G_k + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum \psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki}$$

Dove:

- G_k sono i carichi permanenti
- Q_k sono i carichi variabili
- $\gamma_G = 1,3$
- $\gamma_Q = 1,5$
- $\psi_0 = 0,7$ per il carico folla in ambienti residenziali
- = 0,7 per il carico folla in ambienti suscettibili di affollamento
- = 0,5 per la neve

Per la combinazione fondamentale, essendo il carico folla maggiore del carico neve, si sceglie come carico variabile principale Q_{k1} quello della folla, utilizzando un'unica combinazione per l'analisi statica per carichi verticali.

La normativa impone di combinare l'azione sismica con le altre azioni in questo modo:

$$E + G_k + \sum \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E è l'azione sismica
- $\psi_2 = 0,3$ per il carico folla in ambienti residenziali
- = 0,6 per il carico folla in ambienti suscettibili di affollamento
- = 0,0 per il vento

= 0,0 per la neve

7. Sicurezza sismica dello stato di fatto

Sulla base dei documenti a disposizione è stata eseguita la verifica di vulnerabilità dell'edificio scolastico allo stato di fatto, con il metodo dell'analisi dinamica con spettro di risposta, utilizzando il software CDS WIN.

Il risultato dell'analisi conferma il basso valore della sicurezza sismica in accordo con i risultati ottenuti nelle valutazioni già presentate nel Documento di Valutazione dei Livelli di Rischio di Abruzzo Test.

Modellazione dell'edificio e tipologia di analisi

Il modello della struttura

La modellazione e l'analisi dell'edificio, come già accennato, è stata eseguita attraverso il software CDS Win. La struttura portante intelaiata è stata schematizzata attraverso elementi monodimensionali asta che uniscono nodi aventi 6 gradi di libertà. Questi elementi tengono in conto sia della deformabilità a taglio che quella assiale; inoltre sulla parte iniziale e finale presentano due tratti rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro al fine di fornire al nodo una dimensione reale. Si è fatta l'ipotesi di solai deformabili poiché si presume che la soletta, non essendo armata, non possiede una resistenza tale da poter garantire un vincolo nel piano. I carichi statici della struttura (pesi propri, pesi permanenti, carichi accidentali) sono stati rappresentati come carichi distribuiti lungo l'elemento su cui gravano.

Sulla struttura allo stato di fatto è stata eseguita un'analisi dinamica lineare, mentre per quella post-intervento un'analisi statica non lineare.

Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare, detta anche analisi modale con spettro di risposta, consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di

modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

- E_j : valore dell'effetto relativo al modo j ;
- ρ_{ij} : coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2\beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \left[(1 - \beta_{ij})^2 + 4\xi^2\beta_{ij} \right]}$$

dove

- ξ : smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} : è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

La norma permette di valutare gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata attraverso la distribuzione delle forze sismiche nell'analisi statica, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo.

Nella valutazione dell'adeguatezza sismica della struttura allo SLV è stato adottato un fattore di struttura $q=2.5$ per l'analisi dei meccanismi duttili, $q=1.5$ per l'analisi dei meccanismi fragili.

Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicare alla struttura un sistema di forze orizzontali, distribuite ad ogni livello della costruzione, proporzionali alle forze d'inerzia ed aventi risultante alla base F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, fino al raggiungimento delle condizioni di collasso, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma F_b - d_c rappresenta la curva di capacità della struttura.

La norma richiede di utilizzare almeno due distribuzioni di forze di inerzia:

1. distribuzione proporzionale alla deformata del modo di vibrare principale;
2. distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

Tali distribuzioni di forze vengono mantenute inalterate per tutta l'analisi. La norma non richiede di combinare le forze lungo x e lungo y.

La norma ci permette di utilizzare questa analisi solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%.

Le non linearità della struttura sono modellate attraverso cerniere plastiche collocate alle estremità delle aste: le proprietà di queste cerniere dipendono dalle caratteristiche dei materiali, nonché dal quantitativo di armatura. Il comportamento è elasto-plastico con duttilità limitata per i meccanismi duttili (plasticizzazione a flessione), elasto-fragile per i meccanismi fragili (rottura a taglio).

Legami costitutivi dei materiali

Per le verifiche sezionali e per il calcolo delle proprietà delle cerniere plastiche i legami utilizzati sono:

LEGAME PARABOLA RETTANGOLO PER IL CALCESTRUZZO

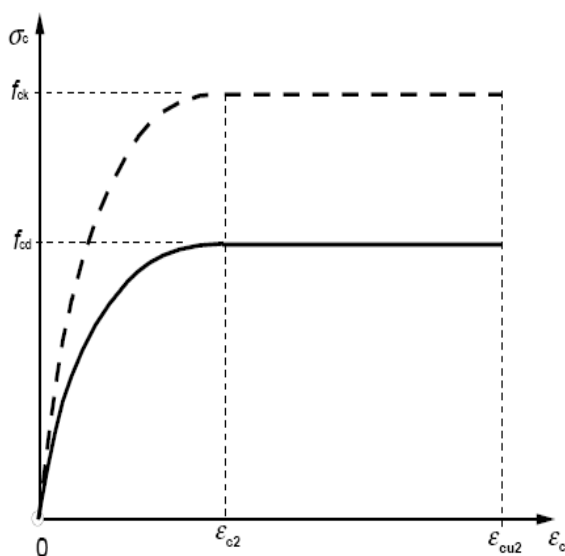


Fig. 13: Legame costitutivo per il calcestruzzo

Il valore ϵ_{cu2} nel caso di analisi non lineari sarà valutato in funzione dell'effettivo grado di confinamento esercitato dalle staffe sul nucleo di calcestruzzo.

LEGAME ELASTICO PREFETTAMENTE PLASTICO O INCRUDENTE A DUTTILITA' LIMITATA PER L'ACCIAIO

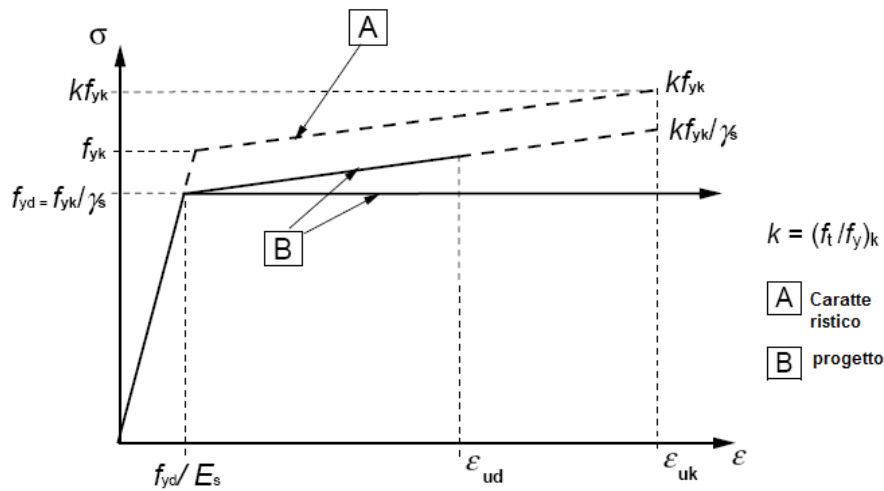


Fig. 14: Legame costitutivo per l'acciaio

Come resistenza del calcestruzzo si assegna il valore medio ottenuto dalle prove sperimentali diviso il fattore di confidenza, quindi:

$$f_c = 16.5/1.2 = 13.75 \text{ MPa.}$$

I valori di resistenza dell'acciaio si assumono quelle medie derivanti dalle prove sperimentali, distinte per diametro, divise il fattore di confidenza:

$$\phi 6: f_y = 419/1.2 = 349 \text{ MPa}$$

$$\phi 12: f_y = 445/1.2 = 371 \text{ MPa}$$

$$\phi 20: f_y = 403/1.2 = 336 \text{ MPa}$$

Analisi dello stato di fatto

E' stata eseguita dapprima un'analisi modale per studiare il comportamento dinamico della struttura. Nella tabella che segue sono riportati, dei primi 20 modi di vibrare, il periodo proprio e rispettivamente la massa nella direzione x e nella direzione y partecipante. Inoltre sono rappresentate le tre forme modali con massa partecipante più elevata.

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	SISMA N.ro 1		SISMA N.ro 2	
		Massa Mod Ecc. (t)	Perc.	Massa Mod Ecc. (t)	Perc.
		2360.78	.85	2359.23	.85
		2768.44		2768.44	
1	6.110	0.01	0.00	1503.75	0.54
2	7.350	0.00	0.00	348.34	0.13
3	7.446	0.00	0.00	202.90	0.07
4	7.813	0.00	0.00	1.74	0.00
5	8.135	0.01	0.00	1.06	0.00
6	10.186	0.08	0.00	1.15	0.00
7	10.791	0.00	0.00	0.24	0.00
8	11.557	0.03	0.00	0.04	0.00
9	11.954	0.05	0.00	0.61	0.00
10	13.041	0.90	0.00	30.10	0.01
11	13.762	0.13	0.00	0.81	0.00
12	13.942	0.77	0.00	92.37	0.03
13	14.039	2326.73	0.84	0.01	0.00
14	14.486	0.26	0.00	41.18	0.01
15	14.750	4.20	0.00	6.42	0.00
16	14.842	1.05	0.00	44.50	0.02
17	15.455	25.83	0.01	1.22	0.00
18	16.203	0.01	0.00	18.51	0.01
19	16.281	0.00	0.00	57.33	0.02
20	16.764	0.70	0.00	6.98	0.00

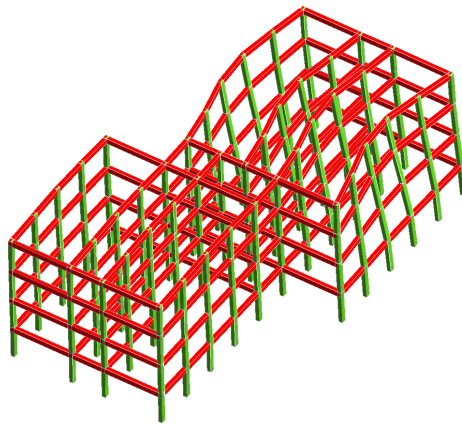


Fig. 15: 1° forma modale

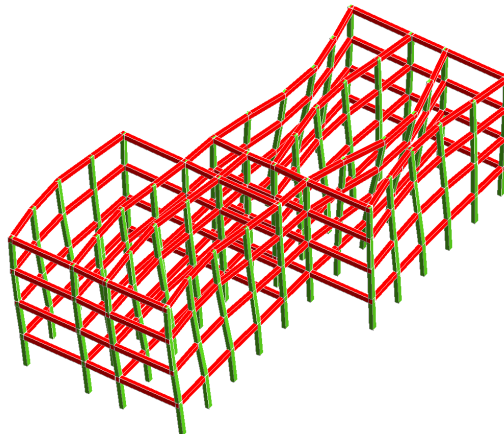


Fig. 16: 2° forma modale

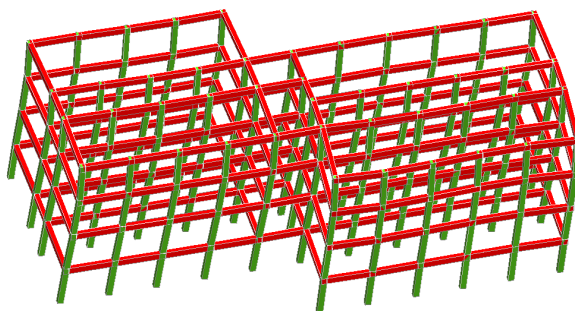


Fig. 17: 13° forma modale

Osservando le deformate modale si può subito notare la forte irregolarità della struttura in direzione trasversale. Infatti si nota come la mancanza di un solaio rigido e di travi in questa direzione porti i telai a deformarsi fuori del loro piano, anche con moti asincroni: i due blocchi dell'edificio vibrano in maniera indipendente, testimoniando la mancanza di una risposta globale della struttura. Nella direzione longitudinale invece si nota una regolarità dell'edificio: il 13° modo è pressoché traslazionale lungo x, con un'elevata massa partecipante.

Per un'azione sismica lungo la direzione x, la massa partecipante del 13° modo è abbastanza elevata (85%). Per sisma nella direzione y, invece, il grosso della massa partecipante è nel primo modo, però risulta comunque bassa (54%). **Ciò non permette l'impiego dell'analisi pushover come analisi.**

Dall'analisi modale si possono già individuare due problemi della struttura: la forte irregolarità in direzione trasversale e il manifestarsi di una risposta separata tra i due blocchi.

Eseguendo l'analisi dinamica lineare risulta che quasi nessuno degli elementi strutturali è verificato allo SLV (Fig. 18, Fig. 19) (elementi rossi non verificati, verdi verificati).

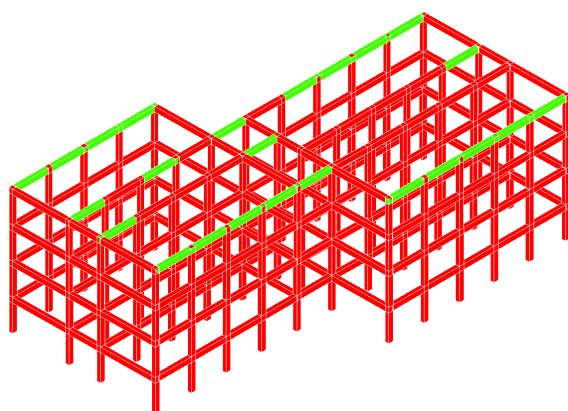


Fig. 18: Elementi non verificati a flessione per PGA = 0.22g (100% dell'azione sismica di progetto)

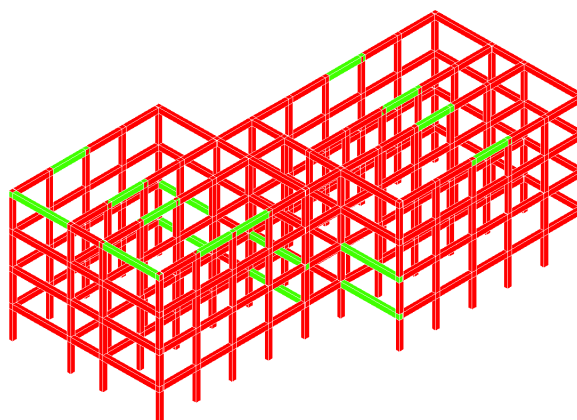


Fig. 19: Elementi non verificati a taglio per PGA = 0.22g (100% dell'azione sismica di progetto)

Applicando un'azione sismica ridotta, con $PGA = 0.061g$ pari al 28% dell'azione sismica di progetto, si nota che circa la metà degli elementi strutturali risulta ancora non verificato (Fig. 20, Fig. 21).

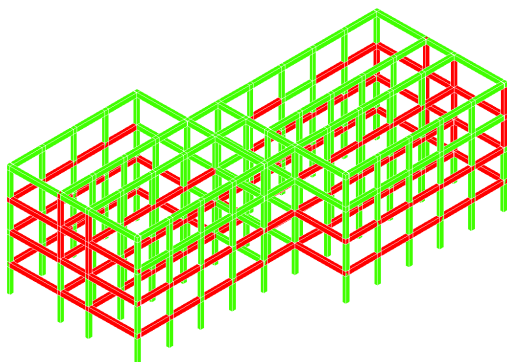


Fig. 20: Elementi non verificati a flessione per $PGA = 0.061g$ (28% dell'azione sismica di progetto)

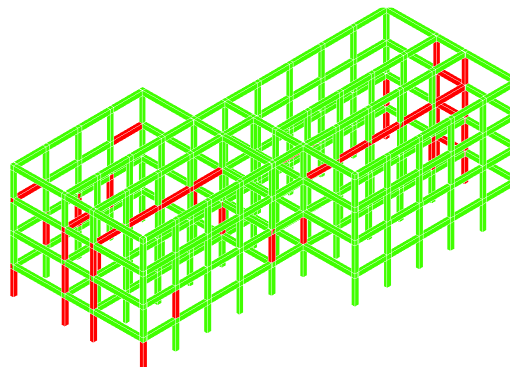


Fig. 21: Elementi non verificati a taglio per $PGA = 0.061g$ (28% dell'azione sismica di progetto)

Infine, volendo valutare il livello di sicurezza della struttura allo stato di fatto, si applica un'azione sismica con $PGA = 0.02g$, pari al 9% dell'azione di progetto. Anche in questo caso alcuni elementi continuano a non essere verificati (Fig. 23).

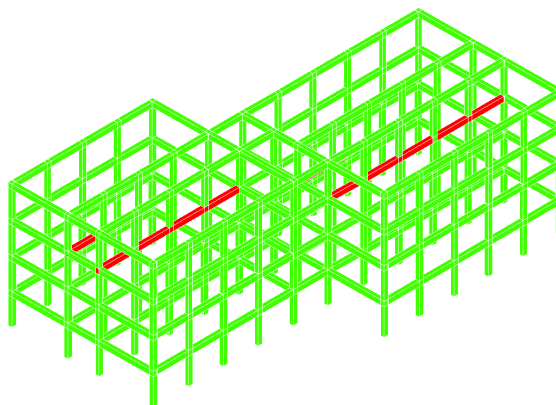


Fig. 22: Elementi non verificati a taglio per $PGA = 0.02g$ (9% dell'azione sismica di progetto)

Si può concludere che la struttura allo stato attuale presenta una sicurezza sismica estremamente ridotta, inferiore al 10% PGA_{SLV} al sito.

8. Quadro degli interventi di miglioramento sismico

Gli interventi per incrementare il livello di sicurezza sismico possono essere del tipo "tradizionale", volti all'aumento della resistenza degli elementi strutturali, oppure di tipo "innovativo", come ad esempio l'utilizzo di sistemi dissipativi per abbattere il livello di forzante sulla struttura.

Nel caso in oggetto un intervento di tipo tradizionale, capace di raggiungere i minimi di sicurezza prescritti, comporterebbe che l'intera struttura sia rimessa a nudo, essendo le carenze di capacità diffuse pressoché uniformemente, e di conseguenza necessari rinforzi diffusi sia a flessione che a taglio. Un intervento del genere sarebbe estremamente costoso in quanto comporterebbe, oltre alla spesa necessaria per l'esecuzione del rinforzo, quella, molto rilevante, necessaria per il ripristino degli elementi non strutturali e delle finiture e degli impianti

Un'alternativa che, quando praticabile, si rivela spesso più economica ed efficace, è quella dell'intervento con metodi innovativi che agiscano dal lato della domanda anziché della capacità, cioè della resistenza: la tipologia strutturale ed edilizia dell'edificio in esame offre al progettista la possibilità di intervenire per il miglioramento della sicurezza molto efficacemente inserendo dei dissipatori di tipo isteretico; l'effetto è quello dell'abbattimento della forzante sismica di progetto a carico della struttura in c.a., rendendo conseguentemente non più necessari ampi e diffusi interventi di rinforzo di travi e pilastri, costosi anche per l'onerosità del ripristino funzionale che comportano.

La proposta progettuale consiste nei seguenti punti:

- 1) demolizione della superfetazione realizzata in copertura
- 2) separazione della struttura in due blocchi di forma pressoché quadrata attraverso la demolizione della scala interna in c.a. che li disimpegna in altezza, scala da sostituirsi con una scala metallica giuntata alle strutture preesistenti.
- 3) realizzazione di una soletta in calcestruzzo armata, collegata con connettori a taglio al solaio preesistente con realizzazione di copertura piana;
- 4) gli interventi di cui ai punti precedenti consentono l'inserimento più efficace del sistema dissipativo, che interessa solo le pareti esterne dei blocchi; in direzione longitudinale si prevede la realizzazione di una intelaiatura in acciaio esterna alla struttura in c.a. che porta nelle proprie maglie i dissipatori isteretici, eliminando così la necessità di interventi di ripristino degli elementi non strutturali, delle finiture e degli impianti; in direzione trasversale, invece, i dispositivi si inseriscono all'interno della maglia della struttura in c.a. esistente. Oltre all'impiego di controventi dissipativi è previsto l'impiego di controventi "classici" ottenuti con piatti in acciaio e trefoli. L'efficacia del sistema di dissipazione e di controventamento è aumentata dall'incremento di rigidità e resistenza dell'ultimo piano, ottenuto realizzando una soletta in c.a. in copertura.

9. Valutazione dello stato post-operam

Si procederà quindi a separare i due blocchi attraverso la demolizione del vano scala e la sua ricostruzione in acciaio giuntata con il resto dell'edificio. Si vengono quindi a creare due blocchi indipendenti sismicamente, nominati Blocco A e Blocco B (Fig. 23).

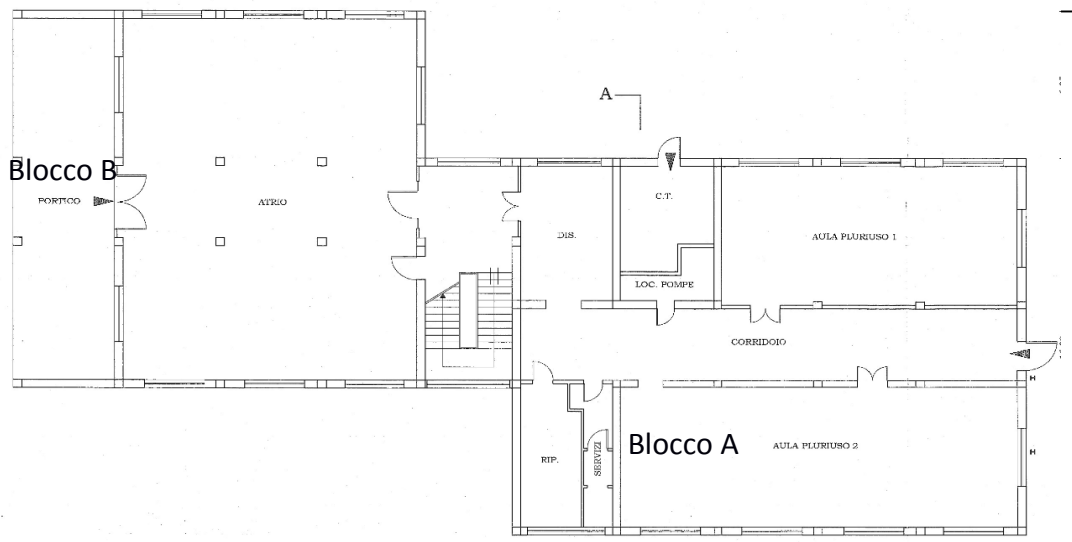


Fig. 23: Suddivisione dell'edificio in due blocchi

Verrà rimosso il solaio di copertura e irrigidito mediante soletta armata quello del sottotetto: in questo modo si andrà a rimuovere una concentrazione di massa in sommità dell'edificio dovuto alla presenza di due solai e si creerà un vincolo di diaframma, carente nello stato attuale, utile per creare un collegamento tra i telai nella direzione trasversale.

Negli elementi che necessiteranno di rinforzo a taglio, si realizzerà una calastrellatura, mentre per quelli che dovranno essere rinforzati a trazione è previsto l'incollaggio degli angolari in acciaio.

Si rimanda agli elaborati grafici per i particolari dell'intervento.

Si realizzano due modelli, uno per ogni Blocco, ora resi indipendente dall'eliminazione della scala. In sommità viene modellata la soletta di nuova realizzazione mediante elementi piani Shell; ai pilastri rinforzati viene aumentato il quantitativo di staffe e di armature logitudinali in modo da ottenere un valore di armatura equivalente rispettivamente a quello della calastrellatura e degli angolari.

Si esegue dapprima un'analisi dinamica per valutare l'effetto sulle forme modali dell'intervento. Nel seguito si riporta, del Blocco A, il periodo proprio e rispettivamente la massa partecipante nella direzione x e nella direzione y per la struttura.

Modo N.ro	Pulsazione (rad/sec)	Periodo (sec)	SISMA N.ro 1		SISMA N.ro 2	
			Massa Ecc. (t)	Perc.	Massa Ecc. (t)	Perc.
			1260.73	.85	1393.36	.93
			1482.56		1482.56	
1	7.346	0.85533	0.01	0.00	1239.76	0.84
2	11.180	0.56201	0.00	0.00	0.00	0.00
3	11.445	0.54897	0.00	0.00	0.07	0.00
4	11.589	0.54217	0.00	0.00	0.00	0.00
5	12.325	0.50980	0.77	0.00	15.45	0.01
6	13.866	0.45314	1259.88	0.85	0.00	0.00
7	14.761	0.42567	0.01	0.00	8.51	0.01
8	19.839	0.31671	0.00	0.00	0.09	0.00
9	20.043	0.31349	0.00	0.00	0.03	0.00
10	20.367	0.30850	0.04	0.00	1.68	0.00
11	21.011	0.29904	0.01	0.00	0.01	0.00
12	27.635	0.22737	0.00	0.00	127.77	0.09

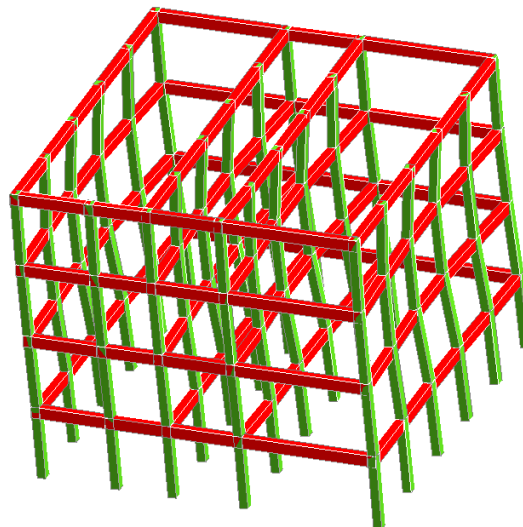


Fig. 24: 1° forma modale

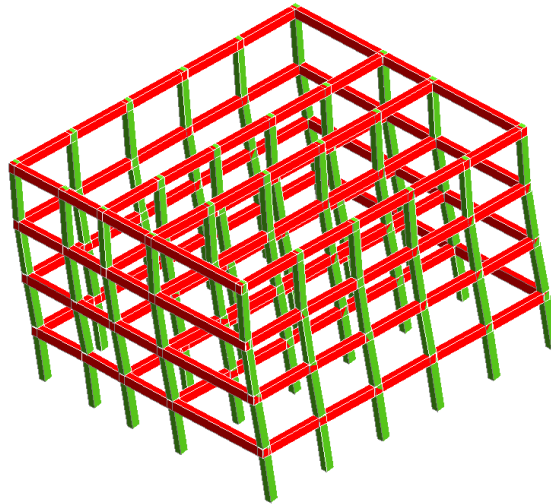


Fig. 25: 6° forma modale

Si nota come la struttura si sia fortemente regolarizzata, con la presenza di due modi, il 1° e il 6°, traslazionali nelle due direzioni e con massa partecipante intorno all'85%: ciò permette l'adozione dell'analisi pushover come verifica.

10. Blocco A: valutazione sicurezza sismica post-operam

L'edificio scolastico è stato strutturalmente suddiviso in due blocchi separati, per cui la valutazione del livello di sicurezza sismica raggiunto verrà condotta separatamente per il blocco A e il blocco B. In entrambi i casi si condurrà un'analisi statica non lineare.

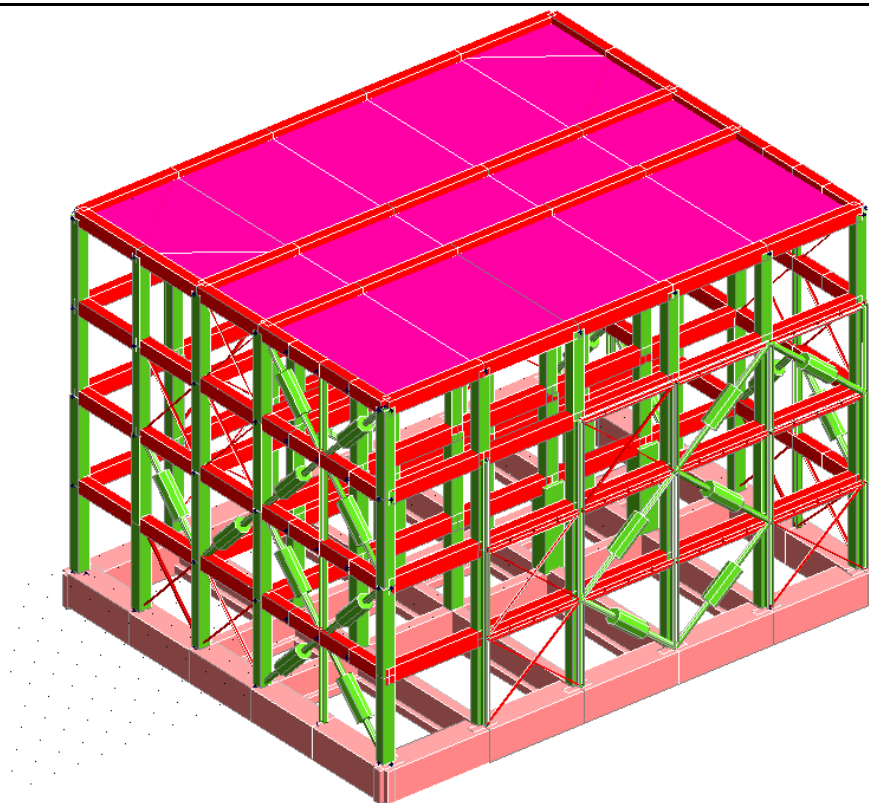


Fig. 26: Modello strutturale Blocco A

Descrizione degli interventi di miglioramento sismico

In direzione longitudinale, sulla struttura esterna in c.a. verrà ancorata una intelaiatura in acciaio composta da montanti verticali di sezione HEA200 e profilati UPN160 come elementi orizzontali. Tra le maglie del telaio in acciaio sono disposti i dissipatori tipo Brad della FIP e dei controventi in acciaio realizzati mediante piatti o trefoli; l'intelaiatura in acciaio è ancorata alla struttura esistente in prossimità delle travi in c.a. e dei nodi trave-pilastro. In direzione trasversale i dispositivi di dissipazione ed i controventi vengono disposti all'interno della maglia strutturale in c.a. esistente. A tale scopo si prevedono delle colonne in acciaio all'interno di questa maglia, ancorati alle travi in c.a., che permettono di ridurre la lunghezza dei controventi. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli.

In fondazione, per tutte le travi perimetrali, si procederà con un rinforzo mediante ringrosso laterale, il quale permetterà anche l'ancoraggio dei telai in acciaio esterni.

E' stata studiata una configurazione geometrica per il sistema di dissipazione che, assieme all'accorta calibrazione delle caratteristiche meccaniche di ciascuno dei dissipatori, consente di ridurre al minimo l'impegno delle strutture in c.a. con il risultato di minimizzare gli interventi di rinforzo a carico degli elementi strutturali in c.a.

L'invasività del sistema di dissipazione è resa minima realizzando, in direzione longitudinale, all'esterno dei telai affioranti dell'edificio un telaio in acciaio con il duplice compito di consentire l'inserimento nelle sue maglie dei dispositivi di dissipazione, che così si collocano al di fuori delle tamponature esterne, e di assorbire gli sforzi di trazione evitando che ne siano interessate significativamente le strutture in c.a.

Questa modalità di realizzazione del sistema dissipante minimizza l'interferenza con l'edificio esistente e con essa i costi di ripristino della funzionalità conseguenza dell'intervento.

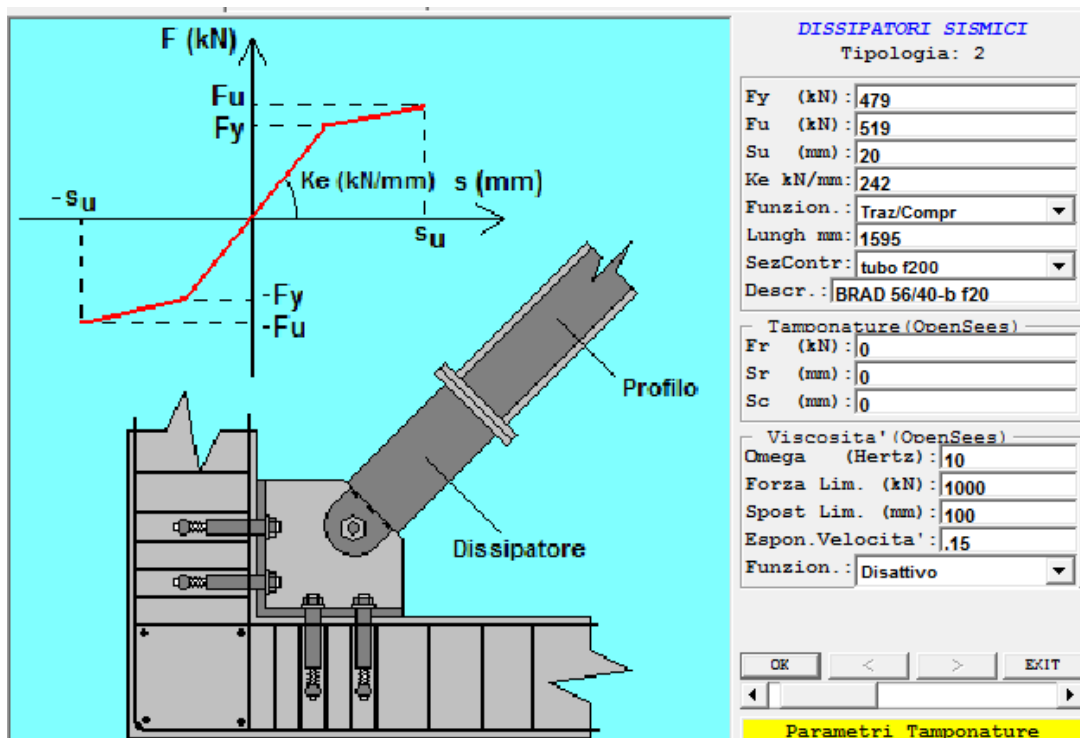


Fig. 27: Caratterizzazione dei dispositivi isteretici all'interno del software.

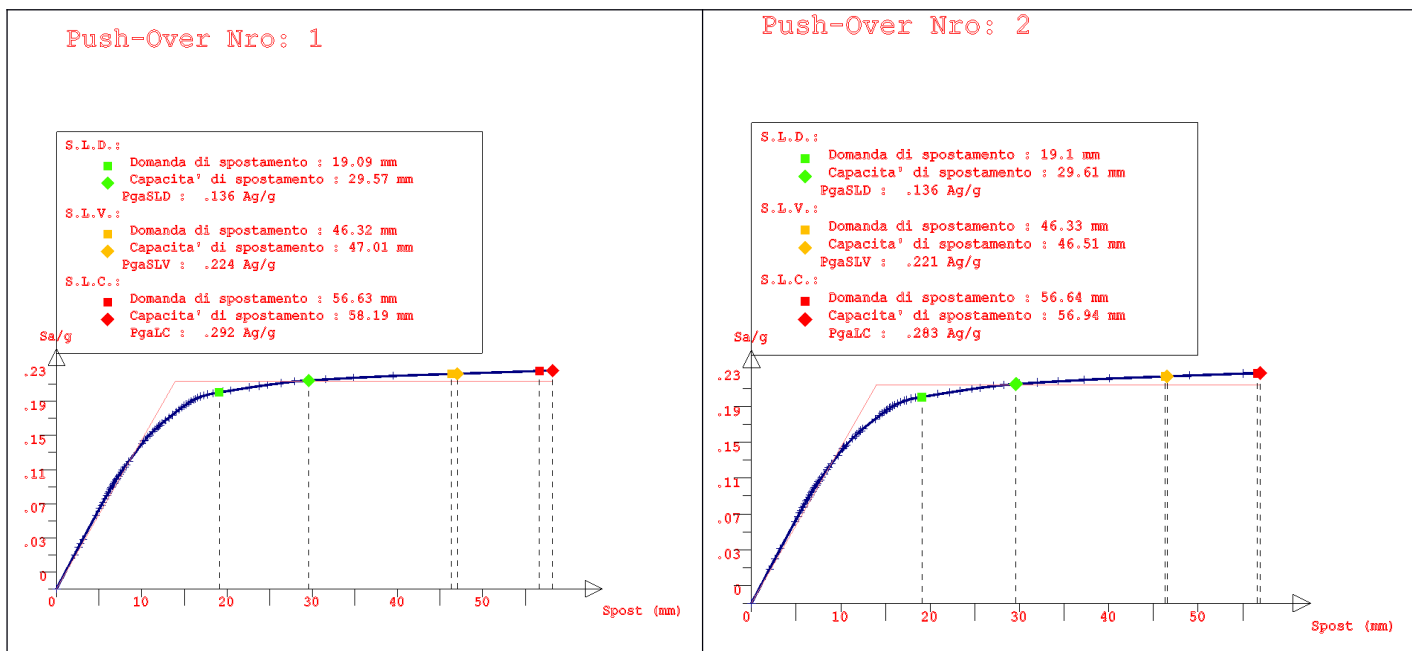
La Norma prevede di condurre una verifica sulla struttura esistente allo SLV, mentre per dispositivi di dissipazione richiede una verifica allo SLC. Si esegue quindi un'analisi non lineare con verifica allo SLD e SLV in cui si considerano le rotture di tutti gli elementi presenti nella struttura e un'ulteriore analisi con verifica allo SLC dove vengono disattivate le rotture fragili degli elementi in c.a..

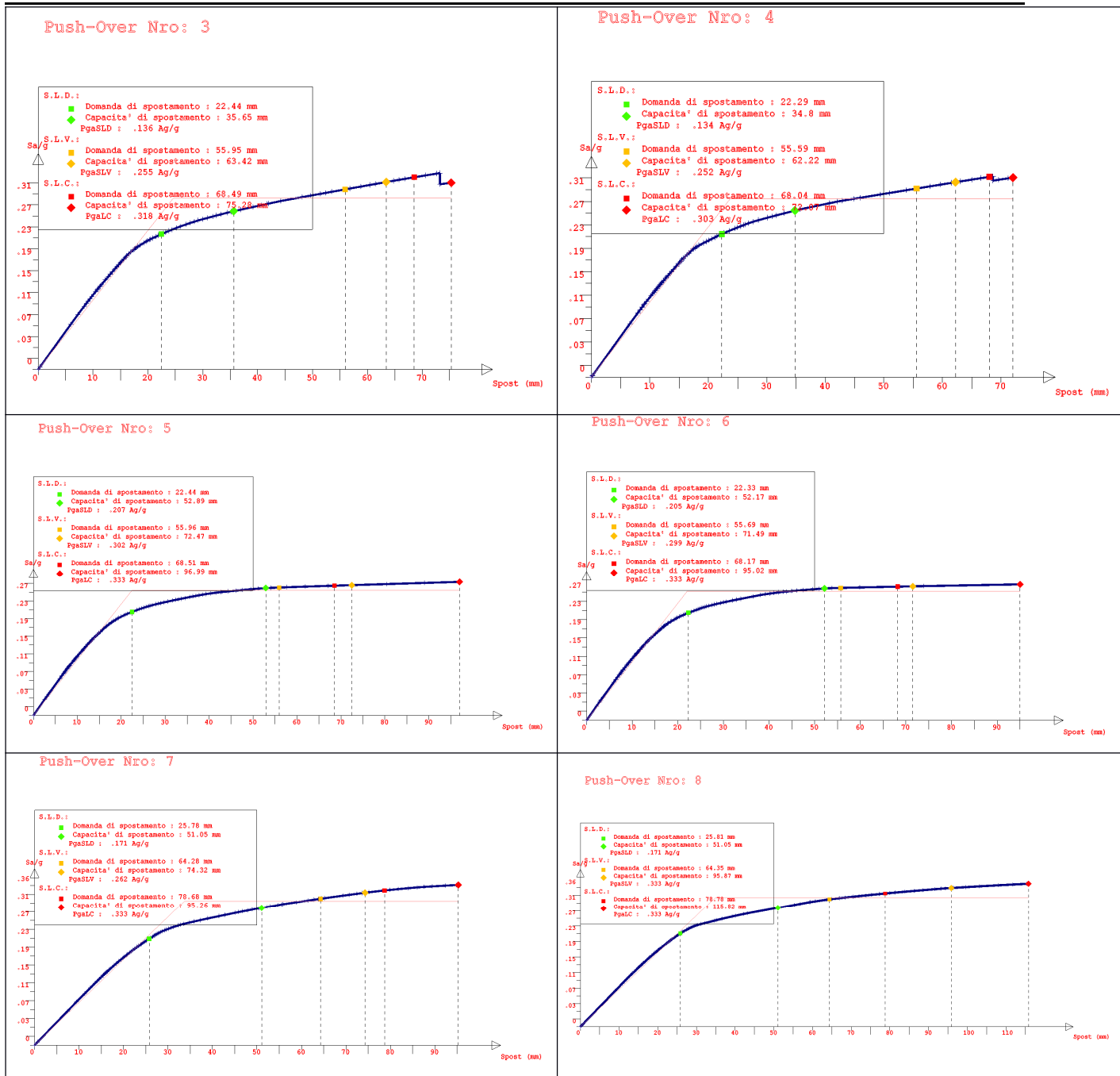
Nel seguito si riportano i risultati delle analisi con verifica allo SLV, mentre si rimanda ai tabulati di calcolo per quelle allo SLC.

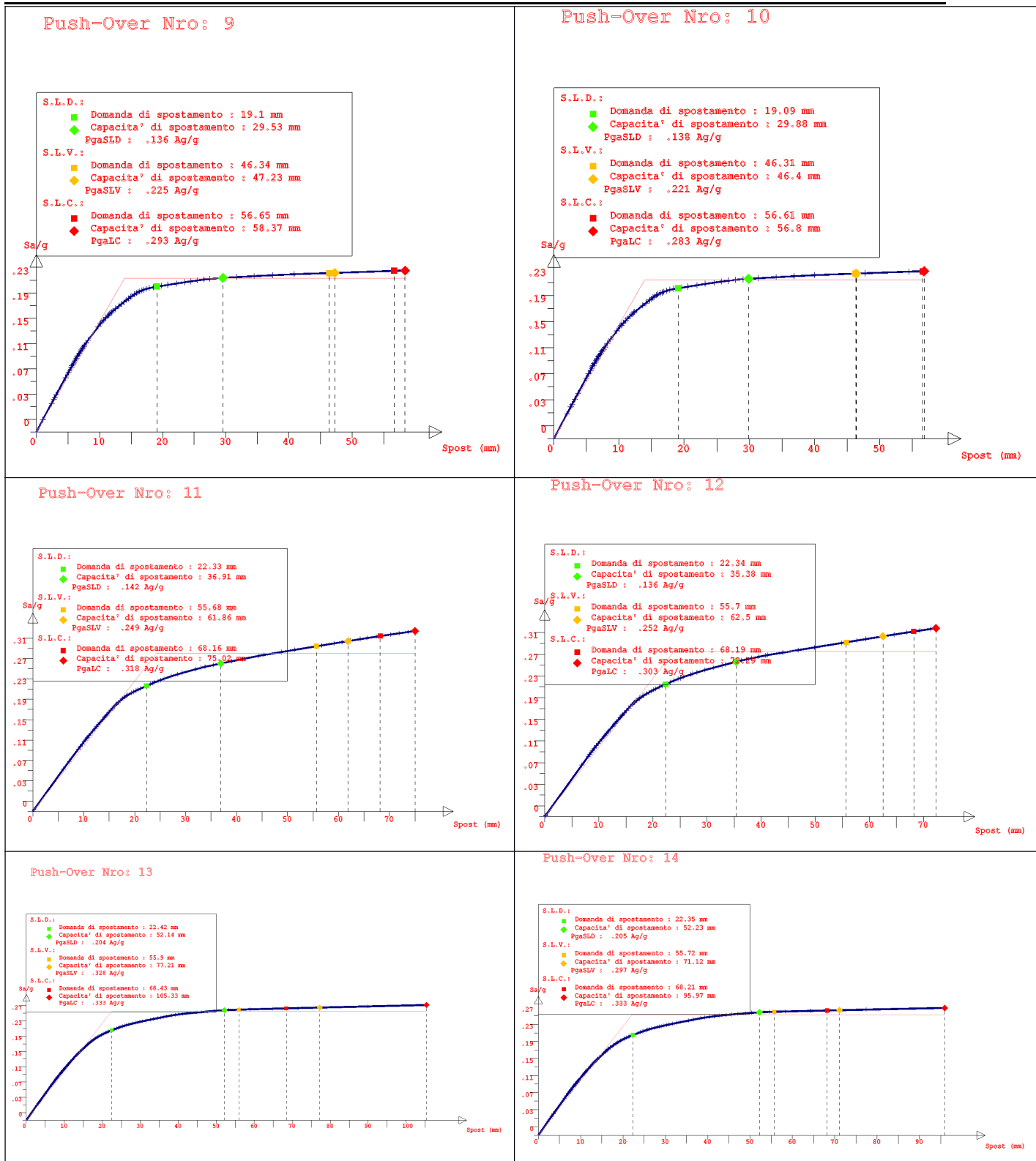
Push	Distribuzione di forze	Pga_SLV
1	Fx(+) Modo + ecc	0.224g
2	Fx(-) Modo + ecc	0.221g
3	Fy(+) Modo - ecc	0.255g
4	Fy(-) Modo + ecc	0.252g
5	Fx(+) Massa + ecc	0.302g
6	Fx(-) Massa + ecc	0.299g
7	Fy(+) Massa + ecc	0.262g
8	Fy(-) Massa + ecc	0.333g
9	Fx(+) Massa - ecc	0.225g
10	Fx(-) Modo - ecc	0.221g
11	Fy(+) Modo - ecc	0.249g
12	Fy(-) Modo - ecc	0.252g
13	Fx(+) Modo - ecc	0.328g
14	Fx(-) Massa - ecc	0.297g
15	Fy(+) Massa - ecc	0.292g
16	Fy(-) Massa - ecc	0.328g

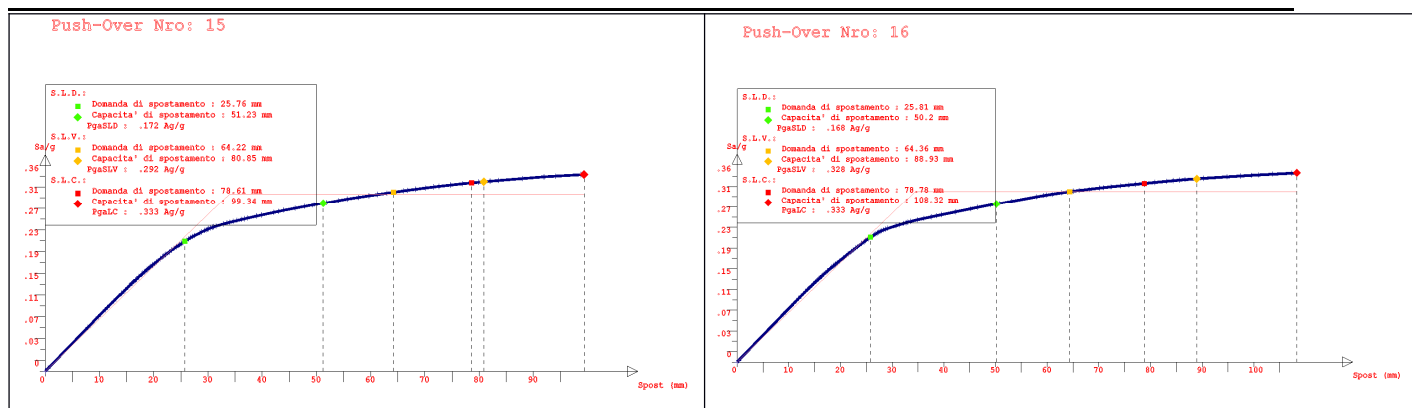
Sintesi dei risultati di verifica per il blocco A

Valore minimo 0.221 g: la struttura risulta quindi adeguata.









Fondazioni

La resistenza delle fondazioni è verificata all'interno dell'esecuzione delle analisi pushover. La verifica della portanza del terreno è invece verificata per mezzo dell'applicativo CDGWin. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli.

11.Blocco B: valutazione sicurezza sismica post-operam

Si procede come per il blocco A; nell'immagine successiva è riportato il modello strutturale adottato che è del tutto simile a quello del blocco A.

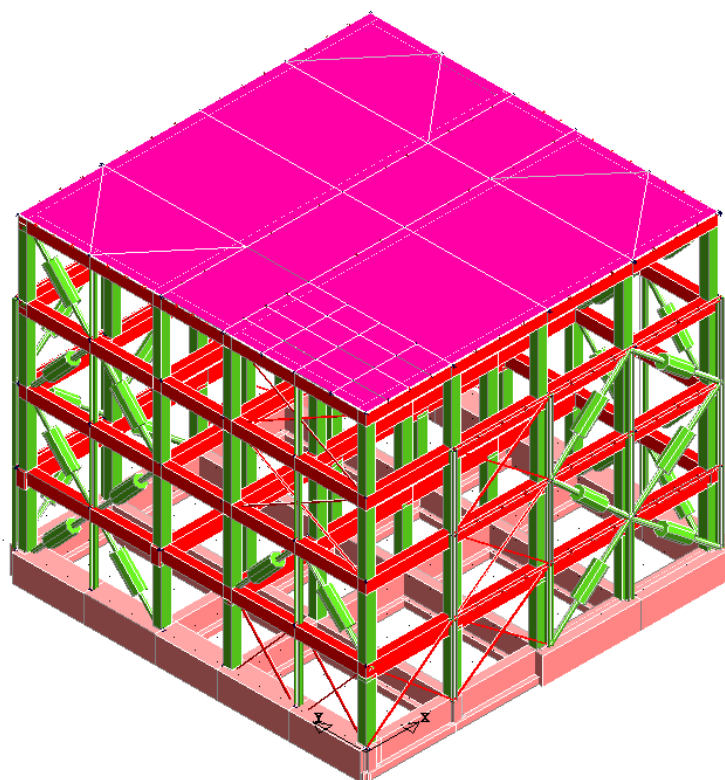


Fig. 28: Modello strutturale Blocco B

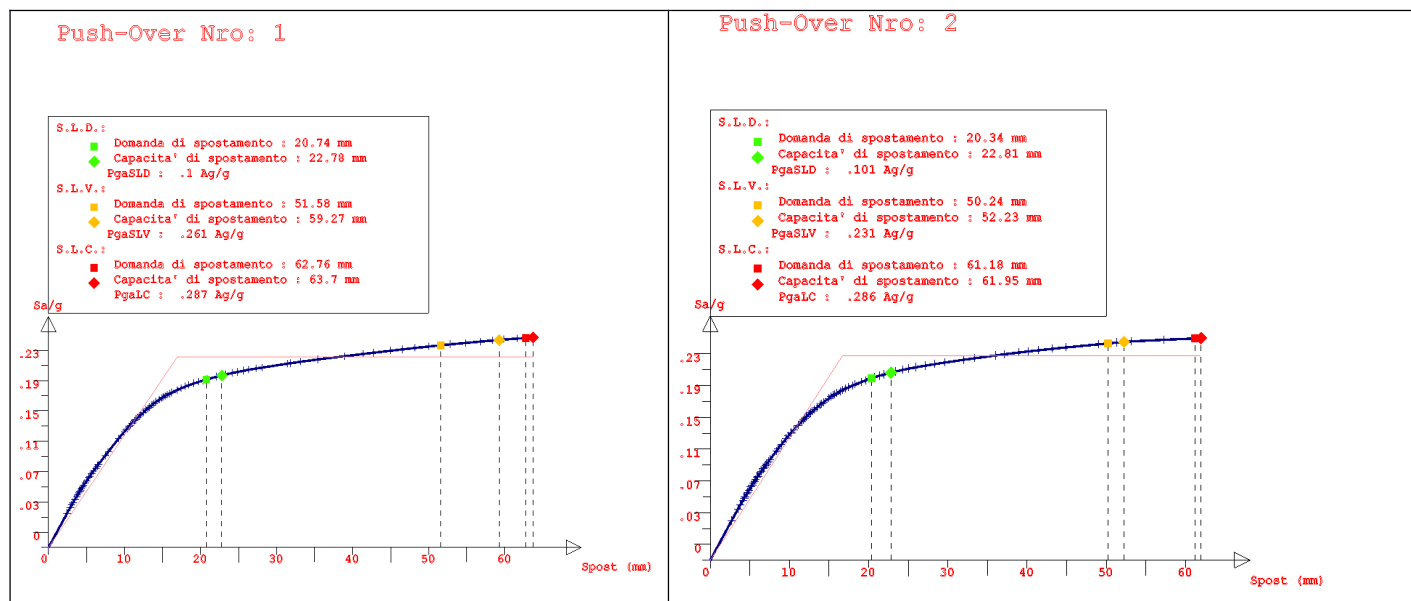
Nel seguito si riportano i risultati delle analisi con verifica allo SLV, mentre si rimanda ai tabulati di calcolo per quelle allo SLC.

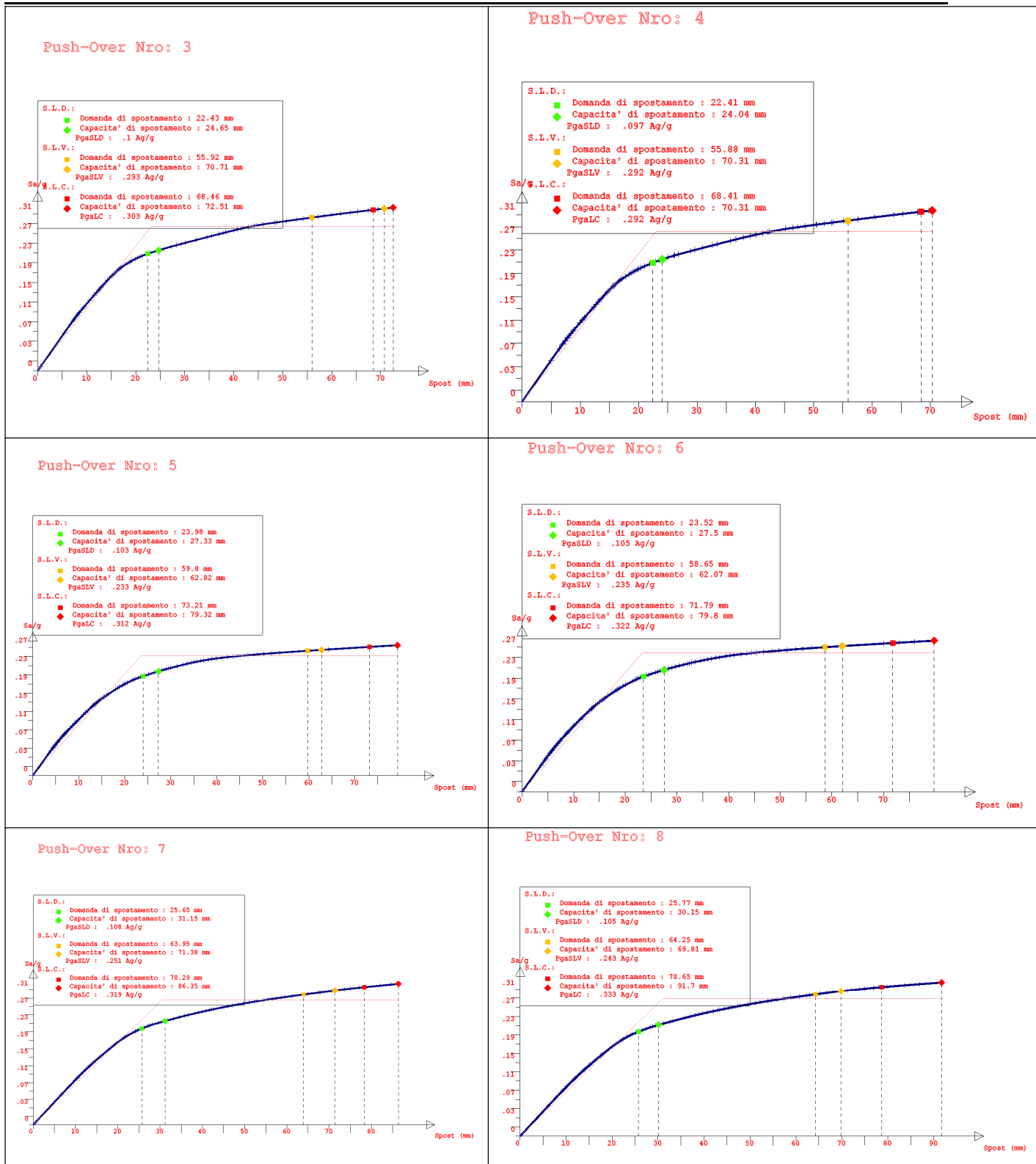
Push	Distribuzione di forze	Pga_SLV
1	Fx(+) Modo + ecc	0.261g
2	Fx(-) Modo + ecc	0.231g
3	Fy(+) Modo - ecc	0.293g
4	Fy(-) Modo + ecc	0.292g
5	Fx(+) Massa + ecc	0.233g
6	Fx(-) Massa + ecc	0.235g
7	Fy(+) Massa + ecc	0.251g
8	Fy(-) Massa + ecc	0.243g
9	Fx(+) Massa - ecc	0.266g
10	Fx(-) Modo - ecc	0.248g
11	Fy(+) Modo - ecc	0.291g
12	Fy(-) Modo - ecc	0.283g
13	Fx(+) Modo - ecc	0.232g
14	Fx(-) Massa - ecc	0.226g
15	Fy(+) Massa - ecc	0.245g
16	Fy(-) Massa - ecc	0.241g

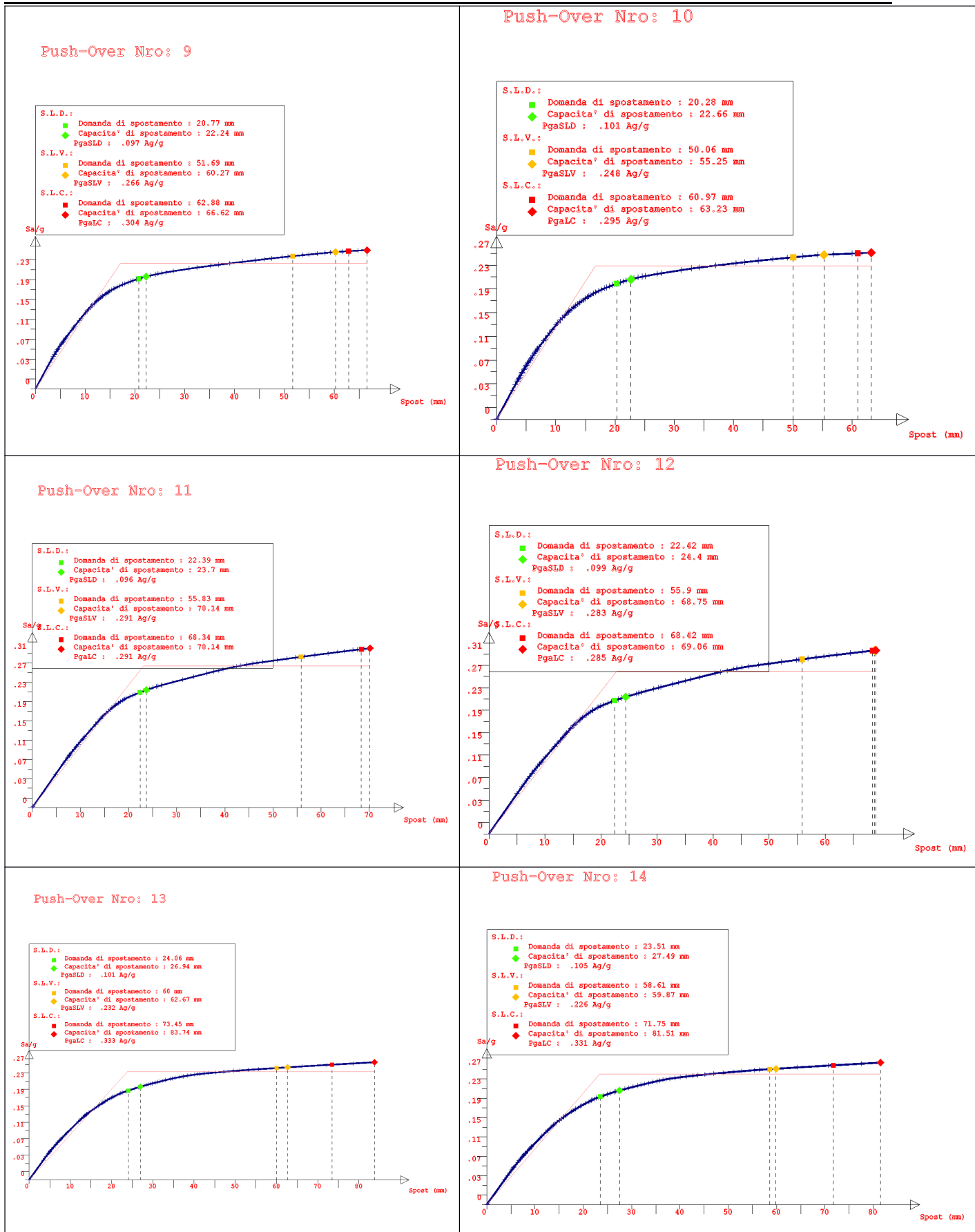
Sintesi dei risultati di verifica per il blocco B

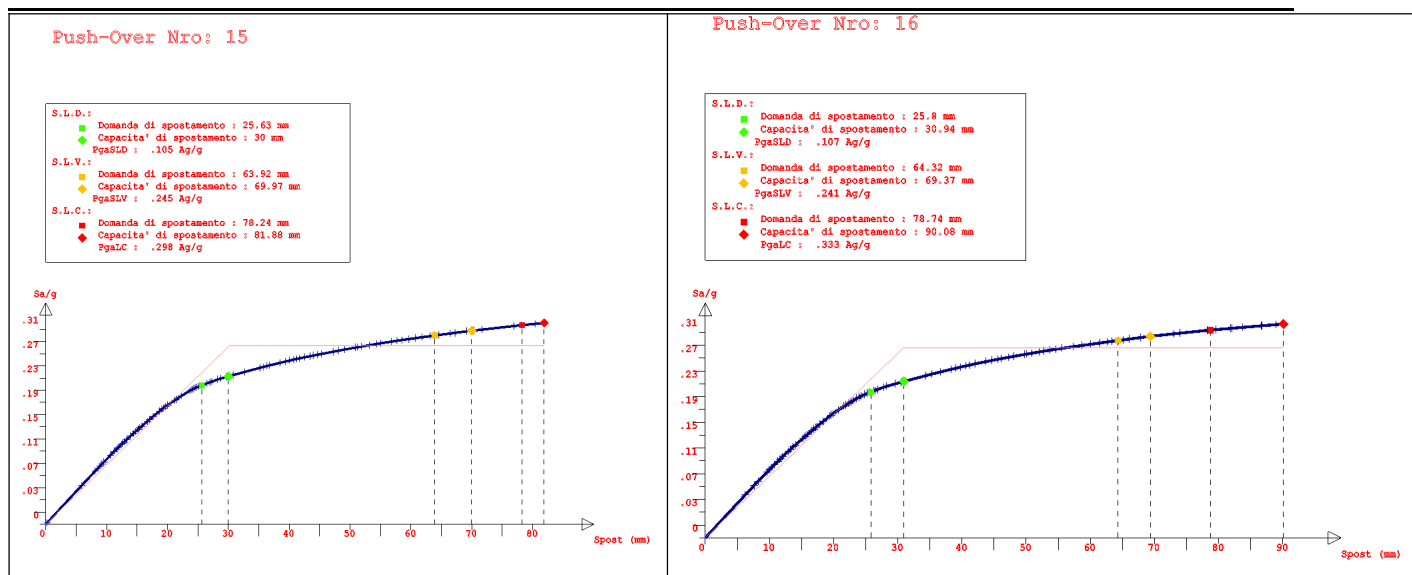
Valore minimo 0.226 g: **la struttura risulta quindi adeguata.**

Si riportano di seguito le curve di capacità per le diverse storie di carico







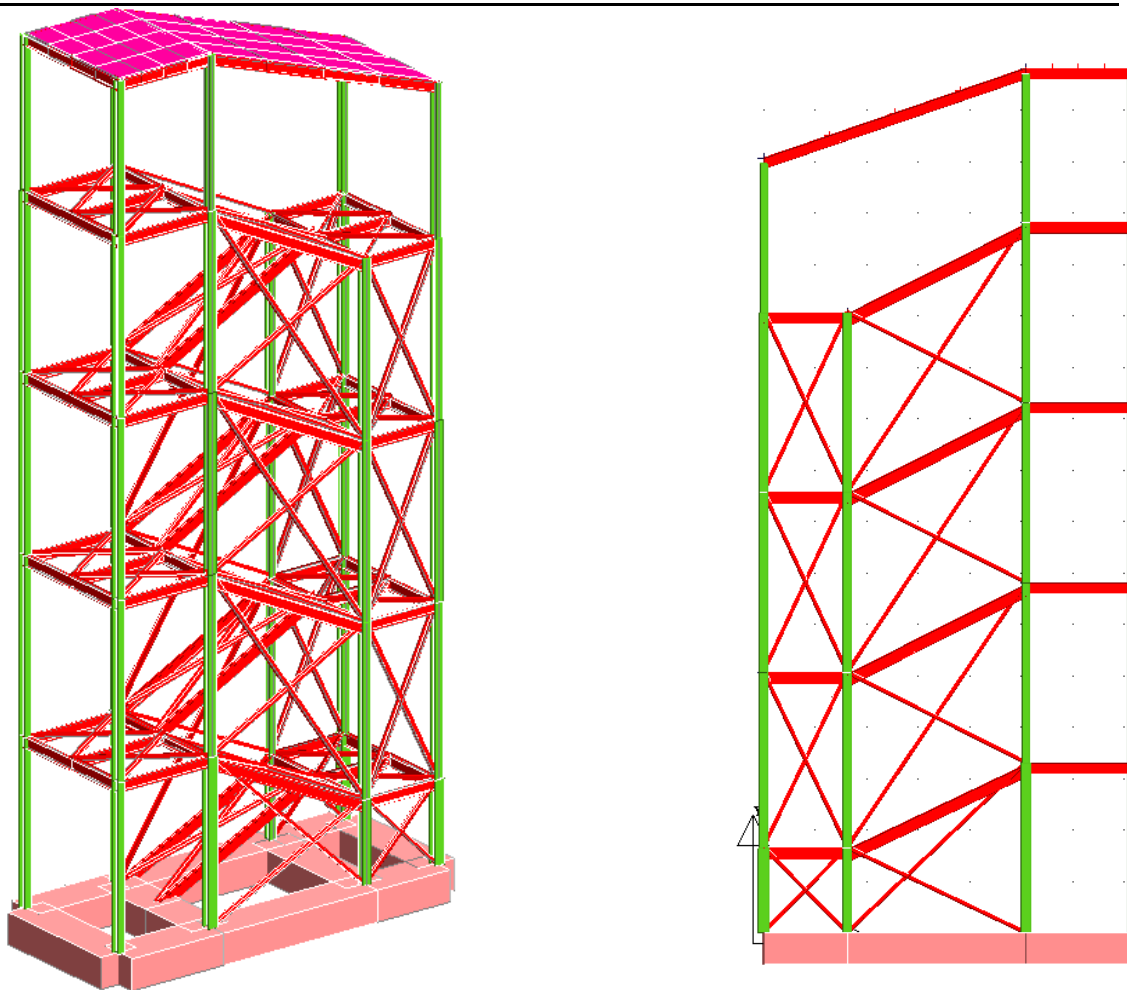


Fondazioni

Anche in questo caso la resistenza delle fondazioni è verificata all'interno dell'esecuzione delle analisi pushover. La verifica della portanza del terreno è invece verificata per mezzo dell'applicativo CDGWin. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli.

12.Progetto scala in acciaio

La nuova scala che disimpegna entrambi i blocchi sarà realizzata in acciaio, con montanti verticali HEA 160, rampe e pianerottoli portati da IPE 220 e 200, e angolari 80x8 come controventi. La struttura è ancorata a terra con una fondazione a trave rovescia di sezione rettangolare 60x80. Nella figura seguente due immagini che definiscono meglio la struttura.



La struttura è stata calcolata con analisi dinamica lineare, adottando fattore di struttura pari a 1: essa è stata resa sufficientemente rigida in modo che il giunto di circa 15 cm presente tra il corpo scala e i due edifici fosse tale da garantire nei confronti del martellamento in caso di evento sismico. Si rimanda ai tabulati di calcolo ed agli elaborati grafici per ulteriori dettagli.

Fondazioni

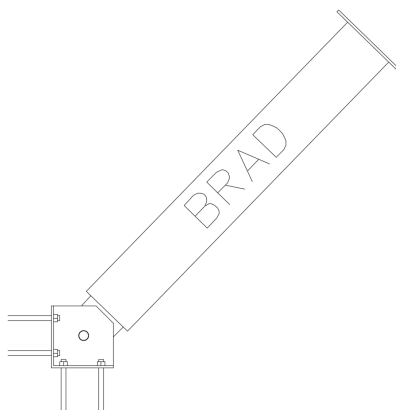
Le fondazioni hanno sezione 80x60 cm e presentano 4+4 ϕ 18 come armature longitudinali e due staffe ϕ 8/15 come armatura a taglio. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli.

13. Connessioni

L'intervento di rinforzo prevede numerose connessioni da eseguire, sia tra elementi di acciaio, che tra elementi di acciaio e in c.a. esistenti. Nel seguito viene riportata la loro descrizione con le rispettive verifiche.

Ancoraggio dispositivi di dissipazione e controventamento ai telai

I dispositivi di dissipazione e controventamento sono ancorati alla struttura in acciaio esterna e alla struttura in c.a. esistente per mezzo di piastre di ancoraggio: queste sono saldate al telaio in acciaio o pernate alla struttura in c.a. per mezzo di barre filettate.



Le piastre si compongono di una squadretta in acciaio di 10 mm di spessore con due fazzoletti paralleli, dentro i quali si inserisce l'occhiello del dissipatore o del controvento: questi vengono bloccati con un bullone di diametro 39 mm, classe 8.8.

Per la verifica della giunzione si considera la tipologia di dissipatore avente la maggiore resistenza, ed in particolare il 75/50-b, il quale ha una forza ultima di 668 kN. Questa forza si traduce in una sollecitazione di taglio per il bullone, il quale trasferisce tale sollecitazione, per mezzo di due piani di taglio, ai fazzoletti. Le verifiche necessarie sono a taglio per il bullone, condotta con la formulazione 4.2.57 delle NTC2008, e a rifollamento per i fazzoletti, condotta con la formulazione 4.2.61: ogni fazzoletto è sollecitato da una forza di $668/2 = 334$ kN. Nelle tabelle seguenti si riportano il calcolo delle resistenze, che risultano maggiori delle sollecitazioni.

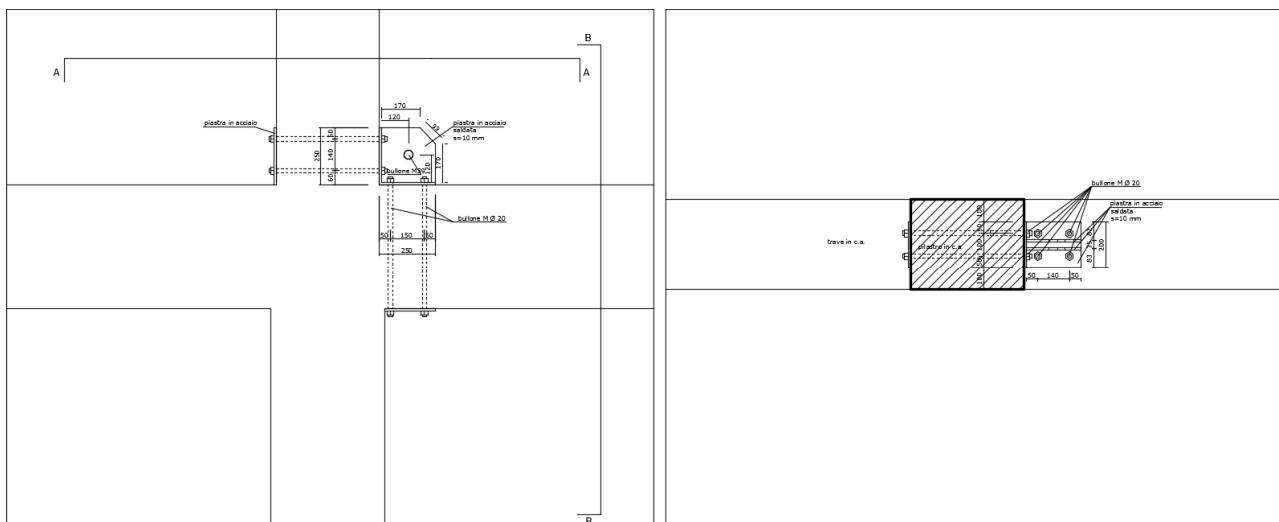
TAGLIO BULLONE					
CARATTERISTICHE BULLONE					
CLASSE	d [mm]	Piani di taglio	F_{tb} [MPa]	A_{res} [mm ²]	$F_{V,Rd}$ [kN]
8.8	39	2	800	976	749.568

RIFOLLAMENTO LAMIERA SQUADRETTA									
CARATTERISTICHE LAMIERA			GEOMETRIA UNIONE						
acciaio	T_p [mm]	F_{tk} [MPa]	e_1 [mm]	p_1 [mm]	e_2 [mm]	p_1 [mm]	α	k	$F_{b,Rd}$ [kN]

S355	10	510	120	120	120	120	1.00	2.5	392.89
------	----	-----	-----	-----	-----	-----	------	-----	--------

Giunzione tra ancoraggio dispositivi di dissipazione e controventamento alla struttura esistente (nodo tipo N e 2N)

Nella figura che segue è rappresentata la giunzione dell'ancoraggio dei dispositivi con il telaio in c.a. della struttura esistente: tale giunzione è costituita da un totale di 8 barre filettate M20 classe 8.8 (4 lato pilastro, 4 lato trave), inserite all'interno di perfori passanti, realizzati negli elementi in c.a., e serrate sulla faccia opposta degli elementi per mezzo di piastre in acciaio.



Considerando il dissipatore di maggior resistenza 75/50-b, il quale trasferisce una forza massima di 668 kN, e considerando una inclinazione dell'elemento di circa 45°, la forza di trazione a cui devono resistere le 4 barre di ogni lato è pari a:

$$F = 668 \cdot \cos 45^\circ = 472 \text{ kN}$$

Ad ogni barra compete una forza di trazione di $472/4 = 118 \text{ kN}$.

Le verifiche da condurre sono a trazione della barra, secondo la formulazione 4.2.62, e a punzonamento della piastra, secondo la formulazione 4.2.4. Nelle tabelle seguenti sono riportate le resistenze calcolate, che risultano maggiori delle sollecitazioni.

TRAZIONE BULLONE					
CARATTERISTICHE BULLONE					
CLASSE	d	F _{tb}	A _{res}	Interno o di bordo	F _{V,Rd}

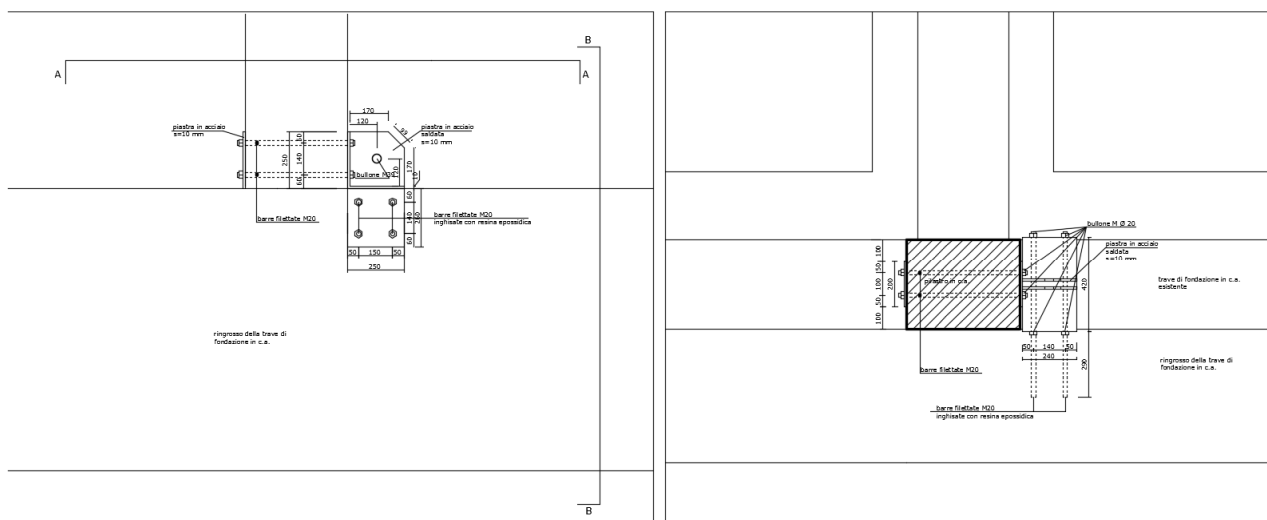
	[mm]	[MPa]	[mm ²]		[kN]
8.8	20	800	245	B	141.12

PUNZONAMENTO				
CARATTERISTICHE LAMIERA				
ACCIAIO	t _p [mm]	F _{tk} [MPa]	d _m [mm ²]	B _{p,Rd} [kN]
S355	10	510	18	141.32

L'ancoraggio per i controventi che sviluppano una forza di trazione maggiore di 785 kN (resistenza dell'ancoraggio sopra calcolato), in particolare quelli costituiti da due piatti 100x15 mm (resistenza 1014 kN) e da 3 trefoli (resistenza 900 kN) sarà eseguito con due ancoraggi della tipologia vista, posti in parallelo.

Giunzione tra ancoraggio dispositivi di dissipazione e controventamento alla fondazione esistente (nodo tipo P)

Nella figura che segue è rappresentata la giunzione dell'ancoraggio dei dispositivi con la fondazione esistente. Tale giunzione avviene per mezzo di 4 barre filettate passanti, inghisate all'interno di perfori realizzati parallelamente alla base superiore della fondazione.



Il dissipatore di maggiore resistenza che si ancora in fondazione è il 56/40-b, che trasferisce una forza massima di $519 \cdot \cos(45^\circ) = 367$ kN. Tale forza si traduce in una forza di taglio per le barre filettate, che presentano ognuna due piani di taglio lungo la superficie della fondazione. Quindi la

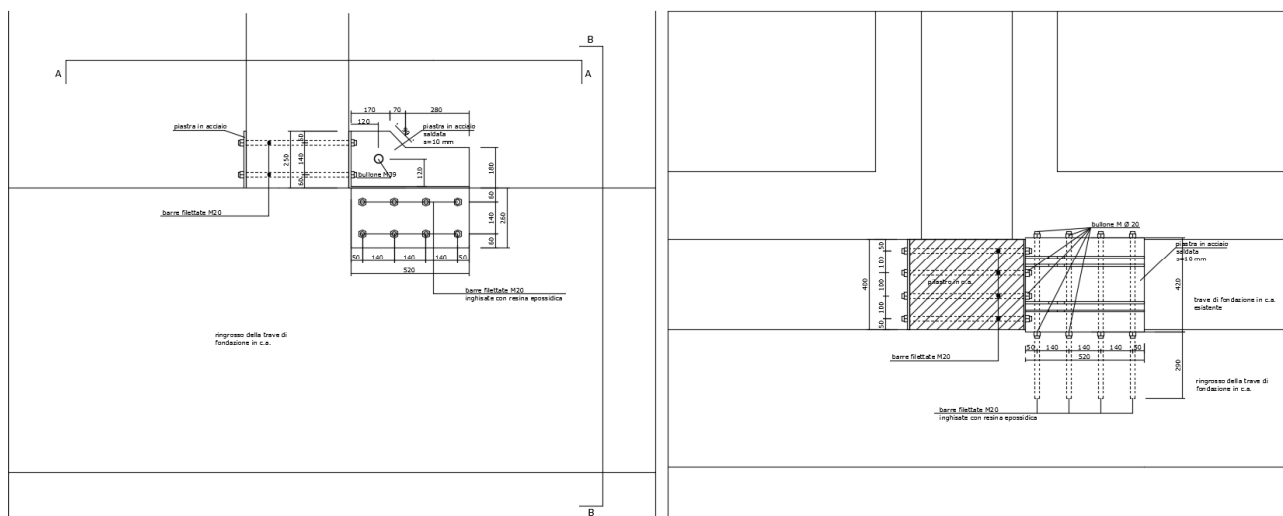
verifica va condotta a taglio per le barre e a rifollamento della piastra per una forza di taglio pari a $367/8 = 46$ kN. Nel seguito sono riportate le tabelle di calcolo della resistenza dei due meccanismi di collasso, che risultano superiori alla sollecitazione.

TAGLIO BULLONE					
CARATTERISTICHE BULLONE					
CLASSE	d [mm]	F _{tb} [MPa]	A _{res} [mm ²]	Interno o di bordo	F _{V,Rd} [kN]
8.8	20	800	245	B	94.08

RIFOLLAMENTO LAMIERA SQUADRETTA									
CARATTERISTICHE LAMIERA			GEOMETRIA UNIONE						
acciaio	T _p [mm]	F _{tk} [MPa]	e1 [mm]	p1 [mm]	e2 [mm]	p1 [mm]	α	k	F _{b,rd} [kN]
S355	10	510	50	140	50	100	0.79	2.5	161.90

Inoltre va verificato l'inghisaggio delle barre, per un valore per ogni piano di taglio pari a $367/2 = 184$ kN. Tale verifica viene condotta con il software C-FIX della fisher, con il quale si è calcolata una resistenza di 198 kN. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli.

L'ancoraggio per i controventi che sviluppano una forza di trazione maggiore di 519 kN (resistenza dell'ancoraggio sopra calcolato), in particolare quelli costituiti da uno o due piatti 100x15 mm (resistenza rispettivamente di 533 kN e 1065 kN) sarà eseguito con una giunzione avente 8 barre filettate inghisate M20. Nella figura seguente è rappresentata tale giunzione.



Questa giunzione dovrà resistere ad una forza di taglio pari a $1065 \cdot \cos(45^\circ) = 753$ kN. La verifica a taglio dei bulloni e a rifollamento della piastra deve essere condotta nei confronti di una

sollecitazione di $753/16 = 47$ kN per bullone, inferiore alle resistenze sopra calcolate. La verifica dell'inghisaggio deve essere effettuata nei confronti di una forza di $753/2=377$ kN. Poiché le barre inghisate sono il doppio di quelle della precedente giunzione, la resistenza è doppia, pari quindi a $198 \cdot 2 = 396$ kN.

Giunzioni tra telaio in acciaio e struttura esistente (Nodo da tipo A a tipo L)

Il collegamento tra il telaio di acciaio esterno e la struttura in c.a. armato esistente viene assicurato mediante pernature eseguite lungo le travi. Queste connessioni vengono effettuate tra i profili UPN 160 del telaio in acciaio e le travi esistenti in c.a. con l'impiego di barre filettate M20, iniettate in perfori eseguiti nelle travi e serrate sul profilo in acciaio.

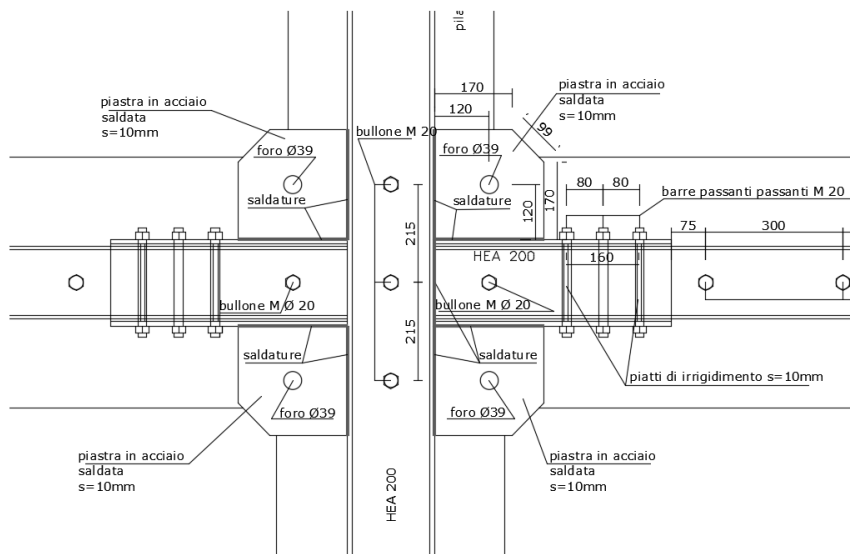
La verifica delle connessioni viene eseguita mediante il software Hilti Profis, distribuito dalla HILTI. Si rimanda agli elaborati di calcolo per maggiori dettagli.

La forza massima di trazione del profilo UPN che viene trasferita mediante le connessioni sulla trave in c.a. si sviluppa su quei nodi dove converge un solo dissipatore o tirante. In questa posizione l'elemento maggiormente resistente è il dissipatore 27/40-b, la cui massima forza è pari a 254 kN. La componente orizzontale si calcola considerando l'angolo di inclinazione più piccolo della diagonale del dissipatore, pari a 40° ; quindi

$$F = 254 \cdot \cos 40^\circ = 195 \text{ kN}$$

La verifica delle connessioni restituisce la necessità di impiego di almeno 4 connettori della tipologia Hilti HIT-V (8,8) M20, inseriti all'interno di fori di 22 mm di diametro e 150 mm di lunghezza, iniettati con resina della tipologia HIT-RE 500-V3.

Alla stessa forza di 195 kN deve essere verificata la connessione che collega i montanti in HEA200 ai profili orizzontali UPN160. Tale giunzione viene eseguita per mezzo di 3 barre filettate M20, come rappresentato nella figura che segue.



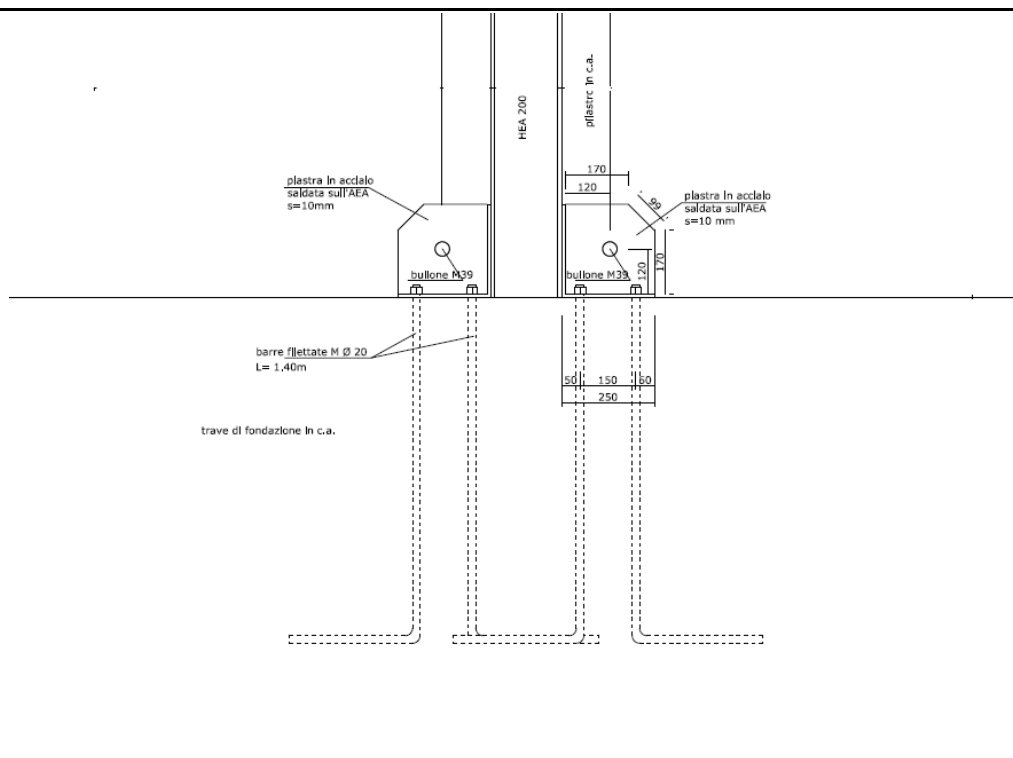
Le barre vengono sollecitate a taglio lungo due piani, quindi la verifica va condotta per una sollecitazione di $195/6 = 32,5$ kN. La verifica deve essere condotta nei confronti del meccanismo di rottura a taglio della barra e di rifollamento delle ali dei profilati. Nelle tabelle seguenti sono riportati i calcoli delle resistenze nei confronti dei due meccanismi di rottura, le quali risultano superiori alla sollecitazione.

TAGLIO BULLONE					
CARATTERISTICHE BULLONE					
CLASSE	d [mm]	F _{tb} [MPa]	A _{res} [mm ²]	Interno o di bordo	F _{V,Rd} [kN]
8.8	20	800	245	B	94.08

TAGLIO BULLONE					
CARATTERISTICHE BULLONE					
CLASSE	d [mm]	F _{tb} [MPa]	A _{res} [mm ²]	Interno o di bordo	F _{V,Rd} [kN]
8.8	20	800	245	B	94.08

Giunzioni tra telaio in acciaio e ringrosso in fondazione (giunzione tipo M)

Nella figura che segue è rappresentata la giunzione dei telai in acciaio al ringrosso in fondazione: tale giunzione è costituita da un totale di 8 tirafondi M20 classe 8.8, annegati nel calcestruzzo.



La massima sollecitazione di trazione che il telaio in acciaio trasferisce ai tirafondi è pari a 554 kN, valore derivante dai risultati dell'analisi: ogni tirafondo è quindi sollecitato da una forza di trazione pari a 70 kN.

La resistenza a trazione del tirafondo e la resistenza a punzonamento della piastra in acciaio sono pari, come visto precedentemente, a circa 141 kN, maggiori della sollecitazione.

La lunghezza di aderenza di una barra M20 in un calcestruzzo C28/35 è pari a 110 cm, minore della lunghezza del tirafondo pari a 125 cm, quindi i tirafondi possono manifestare tutta la loro resistenza a trazione senza perdita di aderenza.

La giunzione è inoltre sollecitata da una forza di taglio derivante dall'azione dei controventi e dei dissipatori. Considerando il caso peggiore, in particolare la giunzione del dissipatore 56/40-b, il quale sviluppa una forza massima di 519 kN, con una inclinazione di 36° , si ha una forza di taglio pari a 420 kN la quale, distribuita su 8 tirafondi, sollecita ognuno di essi con un taglio di 53 kN. La resistenza a taglio di una barra M20 e la resistenza a rifollamento della piastra sono state precedentemente calcolate, pari rispettivamente a 94 kN e 162 kN, entrambe superiori alla sollecitazione.

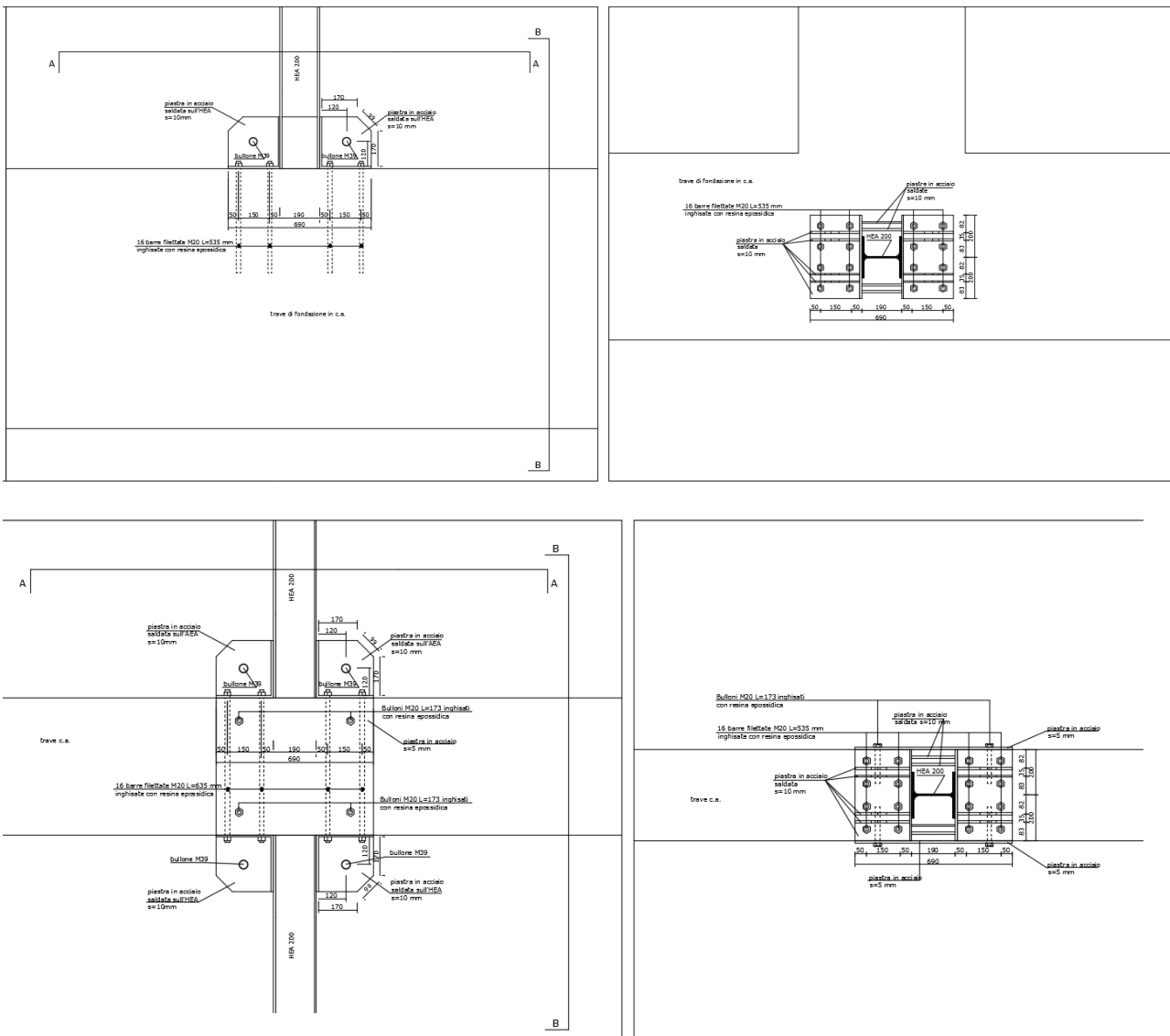
La resistenza a rifollamento della barra nel calcestruzzo viene calcolata con la formulazione 4.3.8 del paragrafo 4.3.4.3.1.2 delle NTC2008:

formulazione 4.3.8 del paragrafo 4.3.4.3.1.1						
fck	d	hsc	α	Ec	γ_v	Prd,c
MPa	mm	mm		MPa		
28.00	20.00	950.00	1.00	32308.25	1.25	88.26

la resistenza risulta maggiore della sollecitazione del singolo tirafondo.

Giunzioni montanti in acciaio con fondazione e travi esistenti (nodo tipo S e T)

Nelle figure che seguono sono rappresentate la giunzione dei montanti in acciaio con la fondazione esistente e la giunzione dei montanti con la trave di piano: tali giunzioni sono costituite ognuna da un totale di 16 connettori M20 classe 8.8, inghisati con resina epossidica in fori di 50 cm di lunghezza.



Le giunzioni sono sollecitate unicamente da forze di taglio dovute alle azioni dei dissipatori e dei controventi. Si considera la massima azione trasferita da essi, pari a 1065 kN, azione trasferita dai controventi costituiti da due piatti in acciaio 100x15. Proiettando tale azione sul piano della giunzione, essendo il controvento inclinato a 45°, si calcola l'azione di taglio sollecitante, pari a 753 kN. La verifica dell'ancoraggio per mezzo di resina epossidica viene eseguito con software C-FIX della fisher. Si rimanda ai tabulati di calcolo per maggiori dettagli.

14. Conclusioni

L'intervento di dissipazione descritto nella presente relazione, a fronte di una scarsa invasività, nel senso che vengono compromessi nella misura minima impianti e finiture esistenti, comporta un adeguamento sismico dell'intero edificio.

I tecnici

ing. Franco Di Fabio

ing. Franco Di Fulvio

