

# LIBERO CONSORZIO COMUNALE DI RAGUSA

già Provincia Regionale di Ragusa

Settore IV Lavori Pubblici e Patrimonio

## Istituto Professionale Statale per l'industria e l'artigianato di Vittoria

"ADEGUAMENTO ALLE VIGENTI NORME IN MATERIA DI COSTRUZIONI IN ZONA SISMICA, ACCESSIBILITA',  
SICUREZZA E PREVENZIONI INCENDI".

Piano straordinario per la messa in sicurezza degli edifici scolastici

Legge 27/12/2002, n.289, art.80 comma 21.

2° Programma stralcio e ri-programmazione risorse 1° programma stralcio

## STRALCIO PROGETTO ESECUTIVO

TAV. N.

# A.5

OGGETTO: – Elaborati Tecnici analitici

Calcoli della struttura della Scuola

Relazione sulle struttura della scuola

IL R.U.P.

.....  
*Ing. Giovanna Scionti*

PROGETTISTI



.....  
*(Ing. Marco Anfuso)*

TIMBRI DI APPROVAZIONE



.....  
*(Ing. Antonino Russo)*

# PROGECO

PROGECO s.r.l. VIA MARIO SCELBA, 4 - 97100 RAGUSA  
Tel. +39 0932 621243 - Fax +39 0932 627114  
CF e P.IVA 00926570888 - info@progecosrl.eu - progecosrl.eu

Collaboratori: *Ing. Giovanni Dimartino - Ing. Giovanni Cassarino*

Rev.n. 00 | Pc: S | File:

Data | Giugno 2017

## SOMMARIO

1	DESCRIZIONE GENERALE .....	2
1.1	PREMESSA.....	2
1.2	DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO .....	3
1.2.1	Tipologia strutturale.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	5
2.1	Normative italiane:.....	5
3	UBICAZIONE DELLA STRUTTURA .....	5
4	CARATTERISTICHE DEL SITO .....	6
5	SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE.....	7
5.1	Vita nominale della struttura (NTC §2.4.1).....	7
5.2	Classi d'uso (NTC §2.4.2).....	7
5.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica (NTC §2.4.3).....	8
6	AZIONI SULLA COSTRUZIONE (NTC §2.5).....	8
6.1	Combinazione delle azioni (NTC §2.5.3) .....	8
6.2	Azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (NTC §2.6.1).....	9
6.2.1	Pesi propri. ....	9
6.2.2	Carichi permanenti non strutturali (o portati) .....	10
6.2.3	Carichi variabili. ....	10
6.3	Analisi carichi.....	10
6.3.1	Solai e loro destinazione d'uso .....	10
6.4	AZIONE DEL VENTO.....	12
6.5	AZIONE DELLA NEVE (NTC 3.4) .....	12
6.5.1	Valore caratteristico della neve al suolo (NTC 3.4.2) .....	12
6.5.2	Coefficiente di esposizione (NTC 3.4.3) .....	13
6.5.3	Coefficiente termico(NTC 3.4.4).....	13
6.5.4	Coefficiente di forma per le coperture (NTC 3.4.5.1) .....	14
6.5.5	Scheda carico neve .....	14
7	AZIONE SISMICA.....	14
7.1.1	Stati limite e relative probabilità di superamento.....	15
7.1.2	Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche(§3.2.2).....	15
8	CAMPAGNA IINDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA (LC).....	16
8.1	Livello di conoscenza.....	16
8.1.1	Scelta delle caratteristiche elasto meccaniche della muratura .....	18
8.1.2	Scelta delle caratteristiche elasto-meccaniche delle sezioni in cemento armato	21
9	INTERVENTO IN PROGETTO.....	24
9.1	Incremento delle caratteristiche meccaniche a seguito dell'intervento.....	24
9.2	Interventi sulle murature .....	25
10	MODELLI DI CALCOLO .....	35
11	COMMENTI E CONCLUSIONI .....	36
11.1	Stato ANTE OPERAM .....	38
11.1.1	Curve di capacità .....	38
11.1.2	Indicatori di rischio.....	38
11.2	Stato POST OPERAM .....	40
11.2.1	Curve di capacità .....	40
11.2.2	Indicatori di rischio.....	40

## 1 DESCRIZIONE GENERALE

### 1.1 PREMESSA

La presente relazione generale di verifica della vulnerabilità sismica ante e post operam è relativa al corpo principale del complesso scolastico IPSIA sito in Vittoria, Provincia di Ragusa.



*Figura 1-1 Porzione in esame contornata dal tratteggio rosso*

Il complesso scolastico è stato oggetto di un'approfondita campagna indagine che ha investito sia gli elementi in cemento armato che quelli in muratura nonché i solai della zona aule.

Nella progettazione e nella stima della vulnerabilità sismica dell'edificio ci si è riferiti a quanto indicato nelle NTC2008.

L'intervento descritto in questo capitolo, i cui dettagli di calcolo sono altresì riportati negli allegati elencati di seguito, [si delinea come intervento di adeguamento sismico in ottemperanza alle indicazioni e richieste della normativa vigente \(§8.4 NTC2008\), con l'obbiettivo di sicurezza richiesto corrispondente al raggiungimento di almeno il 65% delle azioni previste, in accordo alla direttive fornita dall'Assessorato Regionale BB.CC.AA. e P.I con la nota n. 1615/21 del 11/05/2007.](#)

A tal proposito si riporta quanto specificato dalla Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, C.S.L.PP.

*[...] La valutazione della sicurezza, nel caso di intervento di adeguamento, è finalizzata a stabilire se la struttura, a seguito dell'intervento, è in grado di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, con il grado di sicurezza richiesto dalle stesse. Non è, in generale, necessario il soddisfacimento delle prescrizioni sui dettagli costruttivi (per esempio armatura minima, passo delle staffe, dimensioni minime di travi e pilastri, ecc.) valide per le costruzioni nuove, purché il Progettista dimostri che siano garantite comunque le prestazioni in termini di resistenza, duttilità e deformabilità previste per i vari stati limite.*

I seguenti allegati sono da intendersi come parte integrante della presente relazione:

- ALLEGATO A - Stima di vulnerabilità Ante Operam
- ALLEGATO B - INPUT modello Ante Operam
- ALLEGATO C -OUTPUT modello Ante Operam
- ALLEGATO D - Stima di vulnerabilità Post Operam
- ALLEGATO E - INPUT modello Post Operam
- ALLEGATO F -OUTPUT modello Post Operam

## **1.2 DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO**

### **1.2.1 Tipologia strutturale**

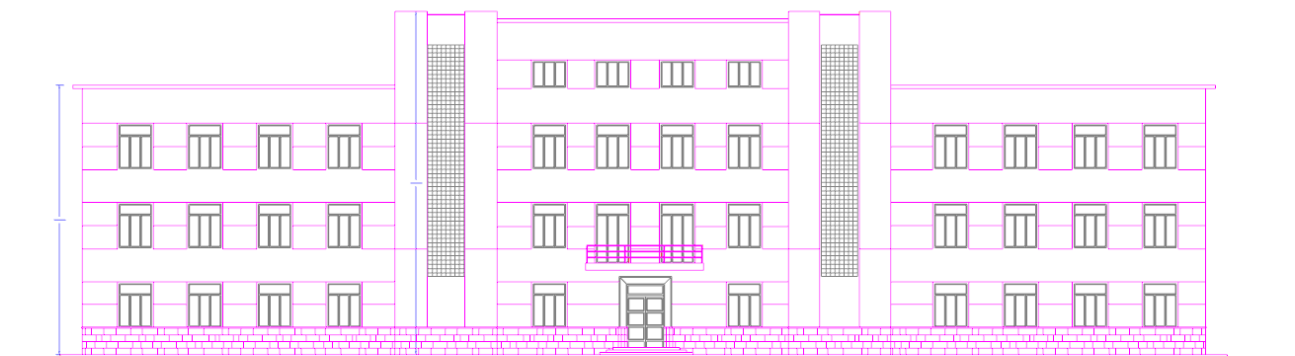
L'edificio principale oggetto della presente relazione ha un'estensione in pianta di circa 1600 mq ed uno sviluppo in elevazione di 3 elevazioni fuori terra compreso un corpo svettante corrispondente al vano scale.

La diagnosi strutturale ha dato modo di descrivere anche il sistema fondale. Questo prevede un paramento lapideo della stessa dimensione del corrispondente fuori terra e costituito da elementi lapidei di ragguardevoli dimensioni. Il paramento murario alla quota di circa 90cm dal calpestio si adagia su un cordolo massivo di cemento armato dalla sezione rettangolare e dotato di un ampio tratto di magrone, stimato circa 50cm.



*Figura 1-2 Pozzetto di fondazione*

L'edificio è di tipo in muratura, con cordolature in cemento armato a spessore di solaio e solai in latero cemento. Le indagini non hanno evidenziato elementi principali portanti in cemento armato.



PROSPETTO PIAZZA GRAMSCI

*Figura 1-3 Prospetto della zona d'ingresso da cui si evince la presenza di due solai a differente quota*

I solai di ragguardevole spessore sono di uno spessore al finito di 43cm di cui 35 cm strutturali. L'indagine diretta sul solaio ha consentito di classificarlo come solaio latero-cemento con tavelle e tavelloni di cui si riporta di seguito un verosimile schema costruttivo a paragone con un'immagine tratta dalla campagna indagini.

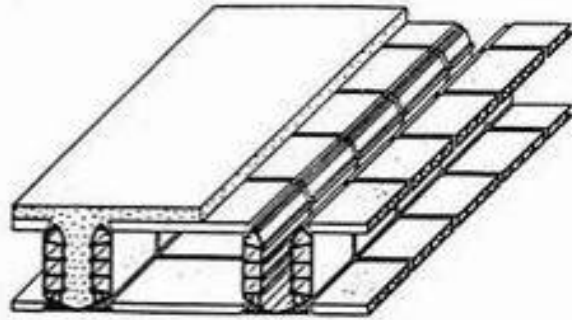


Figura 1-4 Foto del solaio reale e ricostruzione dello schema costruttivo.

## 2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### 2.1 *Normative italiane:*

- D.M. 14 Gennaio 2008

Norme tecniche per le costruzioni

- Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, C.S.L.PP.

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

## 3 **UBICAZIONE DELLA STRUTTURA**

L'edificio è ubicato nel Comune di Vittoria (Ragusa).

L'area oggetto di studio è identificata, inoltre, dalle seguenti coordinate geografiche (sistema di riferimento ED50 UTM fuso 32-33, unità di misura in gradi sessadecimali) intese al centro dell'edificio:      latitudine ( $\varphi$ ) = 36.93005°                      longitudine ( $\lambda$ ) = 14.526350°

Al fine della determinazione dell'azione sismica la normativa specifica che "Vengono, infatti, utilizzate al meglio le possibilità offerte dalla definizione della pericolosità sismica italiana, recentemente prodotta e messa in rete dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)"

Conformemente a quanto scritto il sistema di riferimento che viene dall'INGV utilizzato va sotto il nome di ED50. I software ad uso commerciale utilizzano diversamente come sistema di riferimento quello implementato in Google Earth che prende il nome di WGS84. In letteratura è ampiamente documentata la differenza e lo scarto tra i due sistemi di riferimento che si aggira attorno ai 100/140 metri e che in determinate condizioni limite può portare ad errori nella determinazione della maglia di interesse.

Detti errori sono ritenuto ammissibili nei confronti percentuali delle azioni in gioco.

Comune	Vittoria	
Provincia	RG	
Altitudine	~200	m s.l.m.
	WGS84	ED50
Longitudine	14.526350°	14.52635°
Latitudine	36.93005°	36.93084°

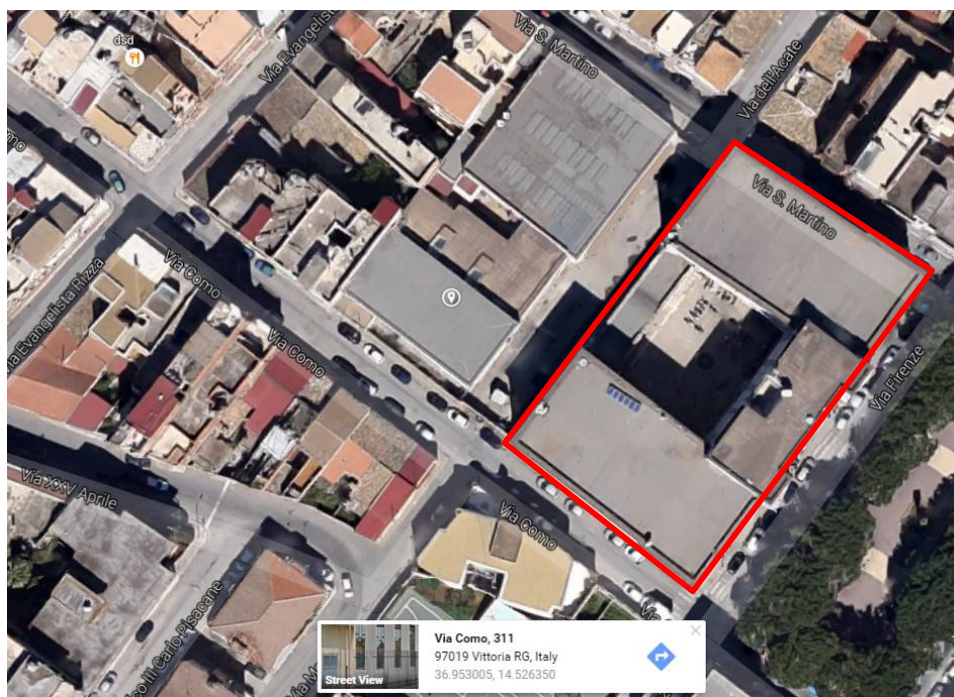


Figura 3-1 Geo-localizzazione e vista aerea della struttura

#### 4 CARATTERISTICHE DEL SITO

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geologica facente parte integrante del presente progetto. Di questa si riassumono le risultanze della relazione geosismica:

*L'elaborazione delle misure sismiche in foro ha permesso di ricostruire, nell'ambito delle profondità esplorate, profili di velocità medie  $V_s$  che dal punto di vista sismico possono essere riferibili nell'insieme a terreni tipo "stiff soils", che esibiscono  $V_s$  comprese tra 190 e 339 m/s, a cui si intercalano terreni tipo "very dense soils", con  $V_s$  comprese tra 359 e 467 m/s, localmente riscontrabili a profondità comprese tra 6,1 ed 11,6 m in DHS1; tra 6,4 e 9,3 m in DHS2; tra 5,1 e 20,6 in DHS3; tra 9,6 e 30 metri in DHS4. Le velocità medie  $V_{s30}$  relative ai primi 30 metri di profondità hanno valori compresi tra 300 e 345 m/sec.*

*Pertanto, ai sensi dell' Ordinanza D.P.C.M. n. 3274/03, i profili di velocità dei terreni esaminati rientrano nella categoria di suolo di fondazione equivalente al Tipo C ( $V_{s30} 180 \div 360$  m/sec).*

## 5 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In accordo a quanto previsto per le strutture esistenti le verifiche vengono condotte:

- Per gli stati limite ultimi SLU che possono presentarsi in conseguenza delle combinazioni delle azioni considerate.
- Per gli stati limite di esercizio SLE definiti in relazione alle prestazioni attese.

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi di resistenza sono state effettuate con il metodo dei coefficienti parziali espresso dalla equazione formale

$$R_d \geq E_d$$

essendo

$R_d$  la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali

$R_{dj} = R_{kj} / \gamma_{Mj}$ ; e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate,

$E_d$  il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto

$F_{dj} = F_{kj} * \gamma_{Fj}$  delle azioni come indicato al punto 2.5.3 delle NTC08

### 5.1 Vita nominale della struttura (NTC §2.4.1)

L'efficacia dell'intervento di miglioramento sismico è stata valutata con riferimento ad una vita nominale  $V_N$  della struttura considerata non minore di 50 anni essendo la stessa intesa come opera ordinaria.

Pertanto, con riferimento al punto 2.4.1,  $V_N = 50$

Tabella 2.4.I – Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

### 5.2 Classi d'uso (NTC §2.4.2)

La struttura in esame può classificarsi in **Classe III**, in accordo pure con il Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n°3685 del 21 Ottobre 2003.

*(DM 14 Gennaio 2008 §2.4.2) Classe III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

*(Circolare 2 Febbraio 2009, n.617, C.S.L.PP. §C2.4.2) A titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.*

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0



### 5.3 *Periodo di riferimento per l'azione sismica (NTC §2.4.3)*

Con riferimento al punto 2.4.3 delle NTC il coefficiente d'uso ( $C_U$ ) della struttura è pari ad 1.5.

Il periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica è quindi

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

In accordo con la tabella C.2.4.I della circolare 2 febbraio 2009 n 617 C.S.LL.PP.

## 6 AZIONI SULLA COSTRUZIONE (NTC §2.5)

Le azioni considerate sulla struttura sono quelle indicate in NTC 2.5.1 e di seguito riportate.

### 6.1 *Combinazione delle azioni (NTC §2.5.3)*

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad

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

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Pertanto con riferimento alla Tabella 2.5.1 delle NTC i valori sono:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0i}$	$\Psi_{1i}$	$\Psi_{2i}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

## 6.2 Azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi (NTC §2.6.1)

Conformemente a quanto indicato nella normativa al relativo paragrafo le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura valutando gli effetti delle combinazioni.

In base a quanto ulteriormente specificato nella stessa D.M. 14-01-08 e nella Circolare C.S.LL.PP. 2 Febbraio 2009 n.617 va fatta distinzione delle seguenti condizioni di verifica e dei loro relativi coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU (Tabella 2.6.1)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: STR
- lo stato limite di resistenza del terreno: GEO

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto con i relativi significati dei simboli riportati nella norma sono:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

### 6.2.1 Pesì propri.

Il peso proprio dipende dalla sezione prescelta da adottare per ogni singolo elemento della struttura, ed è calcolato in automatico dal software con riferimento alle caratteristiche dei

materiali sopra descritte.

### 6.2.2 Carichi permanenti non strutturali (o portati)

I carichi permanenti della struttura in esame sono dettagliatamente riportati negli elaborati del calcolo automatico.

### 6.2.3 Carichi variabili.

I carichi variabili considerati sono quelli che determinano l'insorgere di apprezzabili stati tensionali negli elementi strutturali. Questi sono da imputarsi a: neve, azione sismica.

## 6.3 Analisi carichi

Di seguito le schede illustrano le analisi dei carichi per le differenti tipologie di copertura o orizzontamenti presenti all'interno della struttura nello stato di fatto. Questi non vengono variati nella fase di progetto.

Le analisi dei carichi qui descritte sono utilizzate per la modellazione degli orizzontamenti all'interno dell'ambiente di analisi del software di modellazione adottato 3DMacro.

### 6.3.1 Solai e loro destinazione d'uso

Tipologia	Solaio Interno Aule								
Descrizione	Solaio in laterocemento								
Ambiente	C1		Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole						
			Peso materiale	Spessore	B	L	n° elementi	Carico	Commento
	<b>Materiale</b>		kN/m <sup>3</sup> kN/m <sup>2</sup> KN/cad	[m]	[m]	[m]	[n°/m]	KN/m <sup>2</sup>	
PP	Calcestruzzo		25,00	0,050				1,25	Caldana
PP	Calcestruzzo		25,00		0,10	0,30	2	1,50	travetto
PP	Tavella 3x25x50			0,30				0,30	Tavella inferiore
PP	Tavellone 6x25x50			0,37				0,37	Tavellone superiore
CPP	S1 Massetto		20,00	0,060				1,20	massetto sottopavimentazione
CPP	S2 gres,ceramica,cotto (Pavimentazione)			0,40				0,40	pavimentazione
								3,00	Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole
Caratteristiche complessive									
	PP	<b>Totale peso proprio strutturale</b>						3,42	KN/m <sup>2</sup>
	CPP	<b>Totale carichi permanenti portati</b>						1,60	KN/m <sup>2</sup>
	Q	<b>Carico variabile da categoria</b>						3,00	KN/m <sup>2</sup>

Tipologia	Solaio Interno Aule								
Descrizione	Solaio in laterocemento								
Ambiente	E1	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri							
		Peso materiale		Spessore	B	L	n° elementi	Carico	Commento
	Materiale	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	KN/cad	[m]	[m]	[n°/m]	KN/m <sup>2</sup>	
PP	Calcestruzzo	25,00		0,050				1,25	Caldana
PP	Calcestruzzo	25,00			0,10	0,30	2	1,50	travetto
PP	Tavella 3x25x50		0,30					0,30	Tavella inferiore
PP	Tavellone 6x25x50		0,37					0,37	Tavellone superiore
CPP	S1 Massetto	20,00		0,060				1,20	massetto sottopavimentazione
CPP	S2 gres,ceramica,cotto (Pavimentazione)		0,40					0,40	pavimentazione
Q variabile da categoria								>=6	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri
Caratteristiche complessive				PP	<b>Totale peso proprio strutturale</b>			3,42	KN/m <sup>2</sup>
				CPP	<b>Totale carichi permanenti portati</b>			1,60	KN/m <sup>2</sup>
				Q	<b>Carico variabile da categoria</b>			>=6	KN/m <sup>2</sup>

Tipologia	Solaio Interno Aule								
Descrizione	Solaio in laterocemento								
Ambiente	C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi							
		Peso materiale		Spessore	B	L	n° elementi	Carico	Commento
	Materiale	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	KN/cad	[m]	[m]	[n°/m]	KN/m <sup>2</sup>	
PP	Calcestruzzo	25,00		0,050				1,25	Caldana
PP	Calcestruzzo	25,00			0,10	0,30	2	1,50	travetto
PP	Tavella 3x25x50		0,30					0,30	Tavella inferiore
PP	Tavellone 6x25x50		0,37					0,37	Tavellone superiore
CPP	S1 Massetto	20,00		0,060				1,20	massetto sottopavimentazione
CPP	S2 gres,ceramica,cotto (Pavimentazione)		0,40					0,40	pavimentazione
Q variabile da categoria								4,00	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi
Caratteristiche complessive				PP	<b>Totale peso proprio strutturale</b>			3,42	KN/m <sup>2</sup>
				CPP	<b>Totale carichi permanenti portati</b>			1,60	KN/m <sup>2</sup>
				Q	<b>Carico variabile da categoria</b>			4,00	KN/m <sup>2</sup>

Tipologia	Solaio Interno Aule									
Descrizione	Solaio in laterocemento									
Ambiente	H1	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione								
		Peso materiale		Spessore	B	L	n° elementi	Carico	Commento	
	Materiale	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	KN/cad	[m]	[m]	[n°/m]	KN/m <sup>2</sup>		
PP	Calcestruzzo	25,00			0,050			1,25	Caldana	
PP	Calcestruzzo	25,00				0,10	0,30	2	1,50	travetto
PP	Tavella 3x25x50		0,30						0,30	Tavella inferiore
PP	Tavellone 6x25x50		0,37						0,37	Tavellone superiore
CPP	S1 Massetto	20,00			0,120				2,40	massetto sottopavimentazione
CPP	S2 gres.ceramica.cotto (Pavimentazione)		0,40						0,40	pavimentazione
	Q variabile da categoria								0,50	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione
Caratteristiche complessive				PP	<b>Totale peso proprio strutturale</b>			3,42	KN/m <sup>2</sup>	
				CPP	<b>Totale carichi permanenti portati</b>			2,80	KN/m <sup>2</sup>	
				Q	<b>Carico variabile da categoria</b>			0,50	KN/m <sup>2</sup>	
Tipologia	Solaio Interno Aule									
Descrizione	Solaio in laterocemento									
Ambiente	C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi								
		Peso materiale		Spessore	B	L	n° elementi	Carico	Commento	
	Materiale	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>	KN/cad	[m]	[m]	[n°/m]	KN/m <sup>2</sup>		
PP	Calcestruzzo	25,00			0,150			3,75	Soletta piena	
CPP	Cemento	14,00					0,073	1,02	Gradino	
CPP	Massetto	20,00			0,020			0,40	Massetto	
CPP	gres.ceramica.cotto (Pavimentazione)		0,40					0,40	pavimentazione	
CPP	Intonaco	20,00			0,02	1,00	1,00	0,40	intonaco	
	Q variabile da categoria							4,00	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	
Caratteristiche complessive				PP	<b>Totale peso proprio strutturale</b>			3,75	KN/m <sup>2</sup>	
				CPP	<b>Totale carichi permanenti portati</b>			2,22	KN/m <sup>2</sup>	
				Q	<b>Carico variabile da categoria</b>			4,00	KN/m <sup>2</sup>	

#### 6.4 AZIONE DEL VENTO

Data la geometria delle pareti in termini di altezze e spessori si ritiene trascurabile il contributo delle azioni generate dal vento sulle superfici verticali ai fini della verifica di vulnerabilità sismica.

#### 6.5 AZIONE DELLA NEVE (NTC 3.4)

Il carico da neve sarà valutato mediante la seguente espressione

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

dove:

$q_s$  è il carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura (NTC § 3.4.5);

$q_{sk}$  è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], (NTC §3.4.2)

per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione (NTC § 3.4.3);

$C_t$  è il coefficiente termico (NTC § 3.4.4).

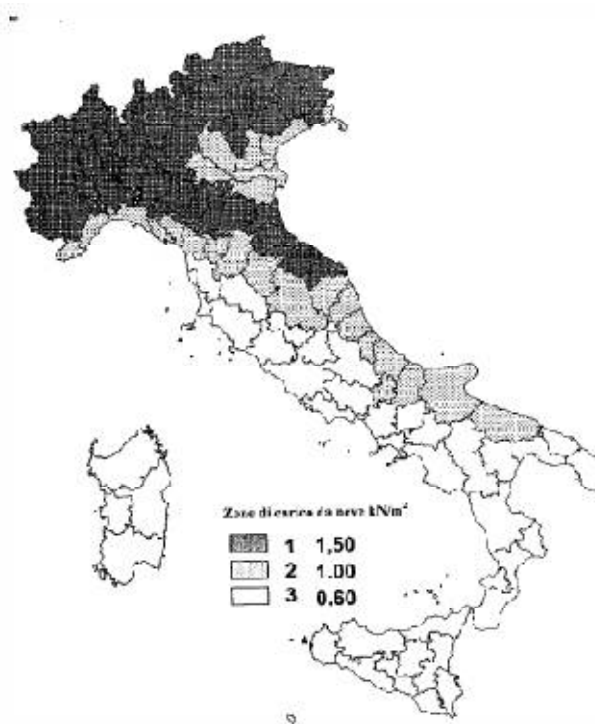
##### 6.5.1 Valore caratteristico della neve al suolo (NTC 3.4.2)

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione,

considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

L'altitudine di riferimento  $a_s$  è la quota del suolo sul livello del mare nel sito di realizzazione dell'edificio.

Dalla zonizzazione espressa nella figura 3.4.1 di seguito riportata, individua Zona III come zona di appartenenza del sito di costruzione.



Per la zona tre il valore caratteristico della neve è da considerarsi come:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

### 6.5.2 Coefficiente di esposizione (NTC 3.4.3)

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Topografia	Descrizione	$C_E$
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### 6.5.3 Coefficiente termico(NTC 3.4.4)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà d'isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

$$C_t = 1$$

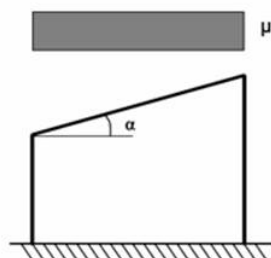
### 6.5.4 Coefficiente di forma per le coperture (NTC 3.4.5.1)

Si considerano i coefficienti di forma per le coperture ad una o due falde secondo quanto riportato nel relativo paragrafo e funzioni dell'inclinazione  $\alpha$  della falda rispetto l'orizzontale.

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

Si considerano i coefficienti di forma per le coperture ad una o due falde secondo quanto riportato nel relativo paragrafo e funzioni dell'inclinazione  $\alpha$  della falda rispetto l'orizzontale

*Coperture ad una falda*

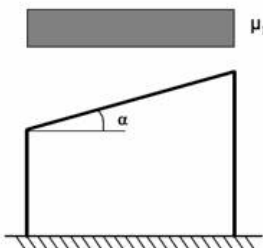


### 6.5.5 Scheda carico neve

AZIONE DELLA NEVE (NTC §3.4)



*Coperture ad una falda*



Valore caratteristico (NTC 3.4.2)	$q_{sk}$	0,60	$\text{kN/m}^2$
Coefficiente di esposizione (NTC 3.4.3)	Topografia	Normale	
	$C_E$	1	
Coefficiente termico (NTC 3.4.4)	$C_t$	1	
Coefficiente di forma (NTC 3.4.5.1)	$\mu_1$	0,8	
	$\alpha$	0	$^\circ$
<b>Carico della neve</b>	$q_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$	0,48	$[\text{kN/m}^2]$

In fase di analisi si assume  $0.50 \text{ kN/m}^2$

## 7 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

La valutazione degli spettri di risposta per un dato Stato Limite avviene attraverso le seguenti fasi:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, in base ai quali si determina il Periodo di Riferimento dell'azione sismica.

- Determinazione attraverso latitudine e longitudine dei parametri sismici di base  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*c$  per lo Stato Limite di interesse; l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio secondo quanto disposto nell'allegato alle NTC "Pericolosità Sismica" , dove:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

$T^*c$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo  $T_c$  corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

Oltre alla determinazione dei parametri sismici del sito si è considerata la tipologia di terreno, la posizione topografica e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità, ecc..) che ha condotto alla determinazione dei seguenti spettri di risposta:

### 7.1.1 Stati limite e relative probabilità di superamento

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nel NTC in Tab. 3.2.I. e valgono:

Stati limite di esercizio SLE	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi SLU	SLV	10%
	SLC	5%

### 7.1.2 Categoria di sottosuolo e condizioni topografiche (§3.2.2)

In accordo con quanto riportato nella relazione geosismica si definisce qui di seguito la categoria di suolo di fondazione e si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica per ulteriori approfondimenti.

La  $V_{s30}$  ottenuta per il caso in esame, come risulta dall'allegata relazione geologica, definisce un suolo di fondazione di categoria **C**



Tabella 3.2.II – *Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{a,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{a,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Deposit</i> i di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{a,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Le **condizioni topografiche** del sito sono quello di pendio con inclinazione media  $>30\%$ ; pertanto con riferimento alla tabella 3.2.IV del NTC si assume una categoria “**T1**”.

## 8 CAMPAGNA IINDAGINE E LIVELLO DI CONOSCENZA (LC)

La società OmniaTest srl ha condotto, tra Agosto e Settembre 2007, una campagna d’indagini sulle strutture dell’immobile. Maggiori dettagli sono riportati nei relativi reports, parte integrante della presente relazione.

L'estensione della campagna indagine ha coinvolto tutto l'istituto e i suoi elementi strutturali.

Sono state condotte indagini sia sugli elementi in cemento armato che in muratura sia in modalità non distruttiva che semidistruttiva. Vanno ancora annoverate prove speciali come la "Sheppard Modificata" che ha permesso di ottenere valori della resistenza a taglio legata al meccanismo di taglio del pannello murario. Per maggiori dettagli sull'esecuzione si rimanda alla relazioni di indagine.

La tipologia muraria riscontrata nell'intero istituto è costituita da "pietra di Vittoria" di pezzatura medio grande con interstizi saturati con miniture e malta di calce di media resistenza.

### 8.1 Livello di conoscenza

In accordo con quanto ottenuto nella campagna indagine sugli elementi strutturali e conformemente alle richieste riportate nella normativa alla tabella C8A.1.1 si assume per gli elementi in muratura un livello di conoscenza LC3 da cui  $FC=1$ . Avendo la campagna indagine individuato la stessa tipologia muraria su tutti i corpi dell'istituto ed essendo questa compatibile con la tradizione muraria, si ritiene ammissibile estendere i dati numerici ottenuti da prove dirette

sulla muratura a tutta la struttura. Le prove con martinetto piatto doppio hanno consentito di stimare il modulo elastico e il valore limite di compressione e quelle di scorrimento hanno fornito indicazioni su parametri di resistenza tangenziale legata al meccanismo di scorrimento. I valori di riferimento adottati nelle simulazioni numeriche, quando possibile, sono stati dedotti dalle indagini effettivamente eseguite nell'area oggetto d'intervento, per la stima della tensione tangenziale associata alla fessurazione diagonale ci si è riferiti ai risultati delle prove speciali tipo Sheppard condotte sul plesso scolastico in murature della stessa tipologia.

In aggiunta, secondo le indicazioni della campagna indagine si è individuata una muratura di tipo blocchi in calcestruzzo con indice di fori < 45%. Nella scheda successiva è indicata come muratura Mur2 con e senza intervento. A questa viene assegnato FC=1.35.

Nella successiva tabella si riassumono i parametri dei materiali adottati nella modellazioni:

Tabella 8-1 Caratteristiche Meccaniche Muratura

Parametri che governano il meccanismo di rottura flessionale						Fessurazione diagonale			
E	f <sub>m</sub>	σ <sub>t</sub>	ε <sub>c</sub>	ε <sub>t</sub>	W	G	τ <sub>o</sub>	μ	γ <sub>u</sub>
MPa	MPa	MPa	□	□	kN/m <sup>3</sup>	MPa	MPa		%
Mur1									
600.00	1.40	0.05	-	-	13.00	200.00	0.06	0.40	0.40
Mur2									
2400.00	2.22	0.05	-	-	14.00	600.00	0.13	0.30	0.40
Mur1Fibre2x66x66T96									
900.00	3.00	0.12	-	-	13.00	390.00	0.14	4.00	0.70
Mur2Fibre2x66x66T96									
3600.00	2.22	0.10	-	-	14.00	900.00	0.29	0.30	0.40

Complessivamente, la campagna indagine ha indagato, tramite estrazione di carota di conglomerato, un totale di 10 elementi. Si è scelto quindi di considerare due caratteristiche, riportate in dettaglio nella relazione di calcolo, ed applicare ad entrambe un FC=1.35 pari ad una condizione di LC1

Tabella 8-2 Materiali calcestruzzo

Materiali calcestruzzo	LC	Nome	E <sub>c</sub>	ν	σ <sub>c</sub>	σ <sub>t</sub>	ε <sub>c2</sub>	ε <sub>cu2</sub>	W	
			MPa		MPa	MPa	%	%	kN/m <sup>3</sup>	
C1s	Cordoli	1	C16/20	23494.90	0.20	10.58	0.00	0.20	0.35	25.00

Tabella 8-3 Materiali acciaio

Nome	LC	Classe	E <sub>s</sub>	f <sub>y</sub>	f <sub>u</sub>	σ <sub>u</sub>	W
			MPa	MPa	MPa	%	kN/m <sup>3</sup>
Aq40	I	Personalizzata	210000.00	230.00	230.00	1.00	78.50

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate  Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese  Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive  -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1  -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).  -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a)		1.00

### 8.1.1 Scelta delle caratteristiche elasto meccaniche della muratura

Con riferimento alla tabella C8A.1.1 e alle indagini svolte si riportano le seguenti condizioni per la determinazione delle caratteristiche della muratura da adottare in progetto.

Tramite una rappresentazione grafica i valori vengono confrontati con quelli della tabella C8A.2.1 e di dati di letteratura.

La determinazione della tipologia dell'elemento lapideo può avvenire tramite la caratterizzazione che è stata condotta tramite prove a compressione su elementi cilindrici. Di questi si raffrontano Massa Volumica Apparente e Tensione di Rottura con dei valori medi di letteratura.

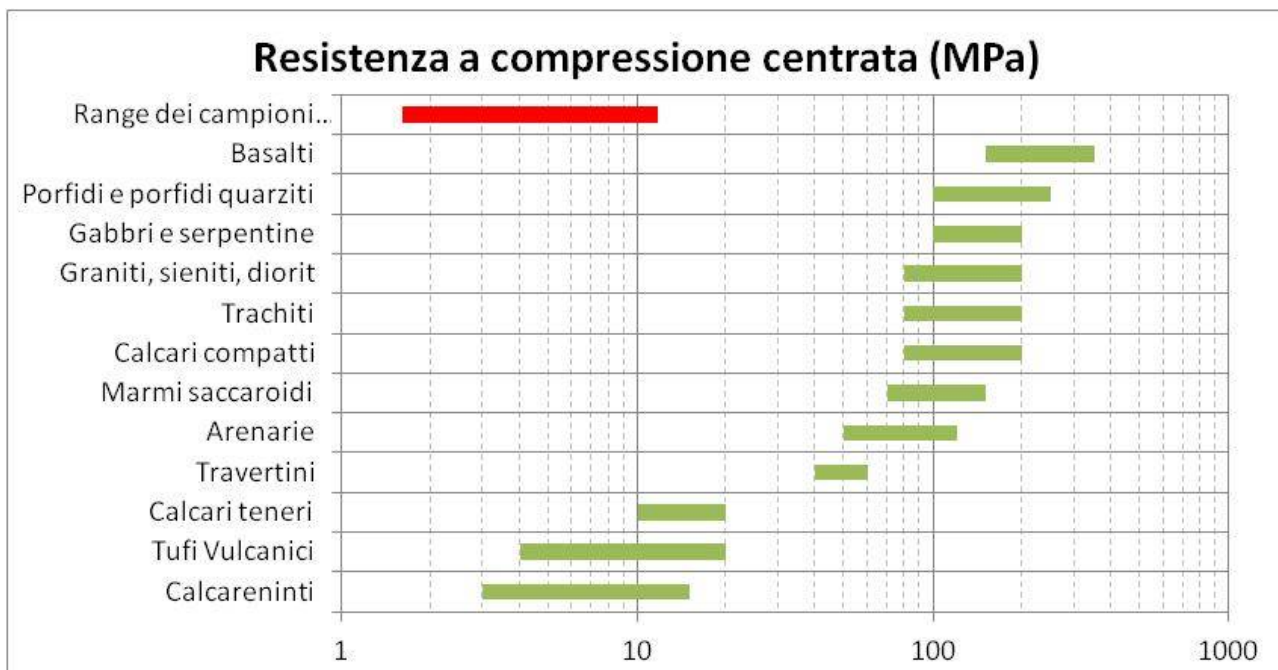


Figura 8-1 Intervallo dei dati di resistenza a compressione espressa in MPa

Per una migliore lettura, la Figura 8-1 riporta sull'asse delle ascisse i valori di resistenza di compressione in scala logaritmica a base 10.

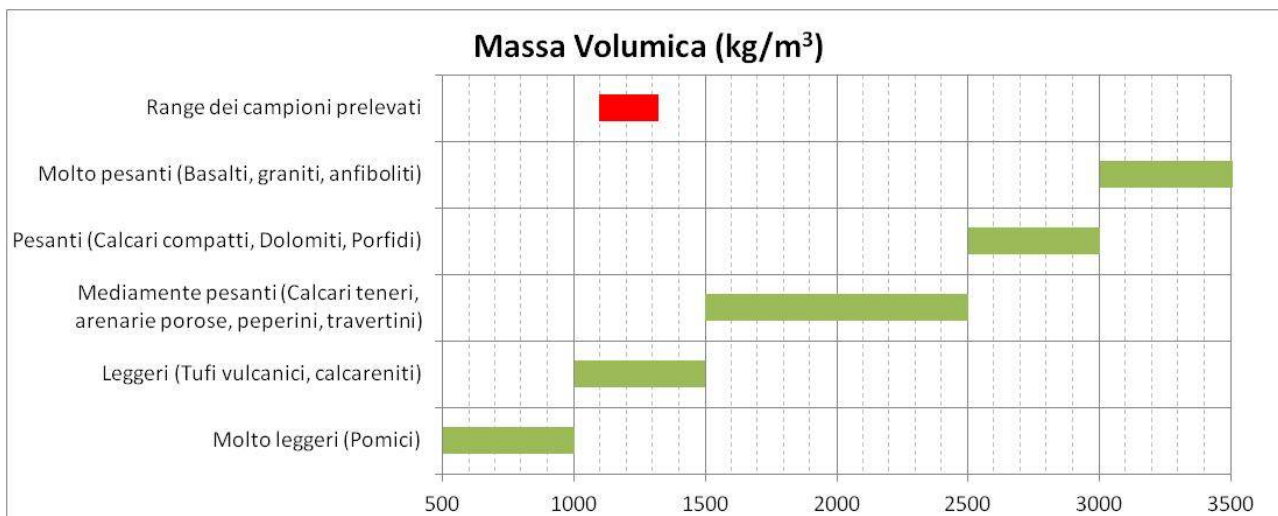


Figura 8-2 Intervallo del dato di Massa Volumica espressa in kg/mc

Dalle prove condotte sugli elementi lapidei e dai dati riassunti nei precedenti due grafici, si può classificare come **Calcarenite** l'elemento lapideo costituente il pannello murario. Si rimanda alla documentazione d'indagine per maggiori dettagli.

Dalla tipologia dell'elemento lapideo e dalla tessitura dell'apparato murario rilevata si può motivatamente assimilare la muratura ad una "**Muratura a conci di pietra tenera**" e a tale categoria fare riferimento per l'interpretazione delle prove. I valori caratteristici sono altresì

corretti con il coefficiente relativo alla presenza di connessioni trasversali desumibili dalla posizione di testa di diversi elementi lapidei riportati nella documentazione fotografica dei frame di indagine.

Con riferimento alle prove a martinetti doppi e piatti, si ricade nello scenario "Indagini in situ esaustive, scenario a, disponibili 3 o più valori sperimentali".

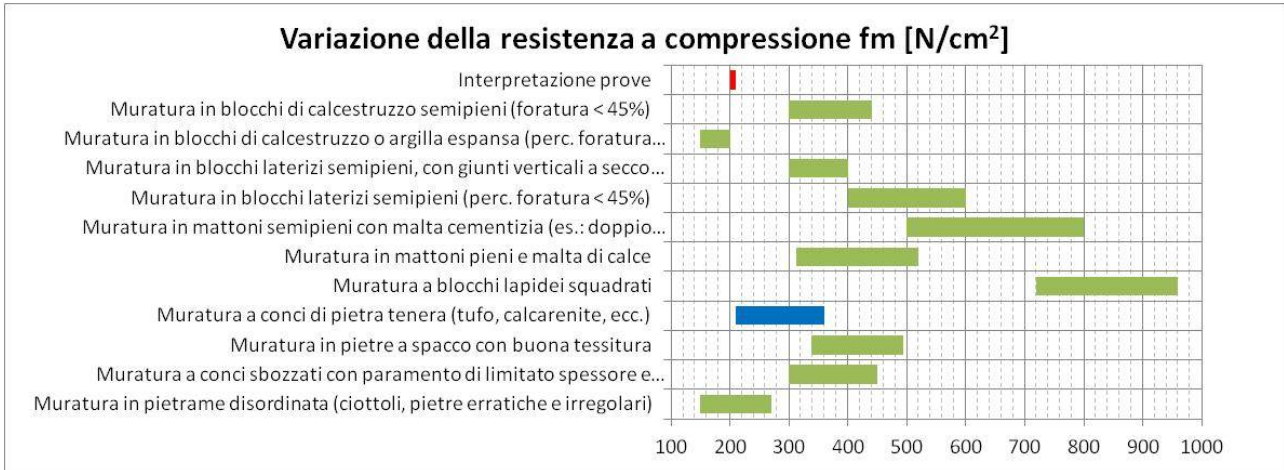


Figura 8-3 Intervalli resistenze a compressione di calcolo

Essendo il valore sperimentale inferiore a quello di normativa si assume questo come valore di calcolo ( $f_m=1.4 \text{ N/mm}^2$ )

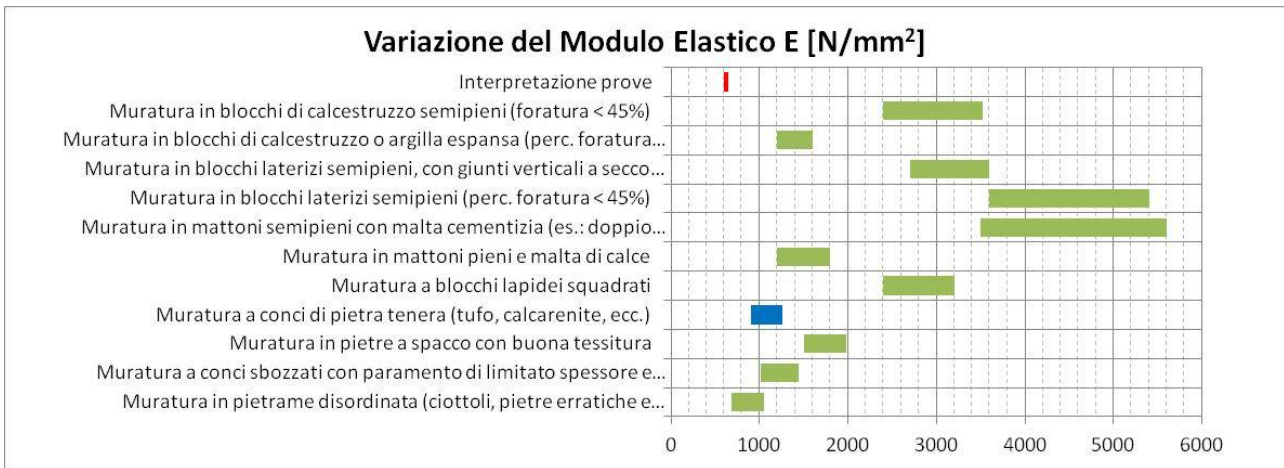


Figura 8-4 Intervallo moduli elastici  $E$

Essendo il valore sperimentale inferiore all'intervallo di riferimento e data la particolare geometria di molti maschi murari, a vantaggio di sicurezza soprattutto nei confronti del drift di piano si assume il valore sperimentale come valore di calcolo ( $E=600 \text{ N/mm}^2$ ), tale valore risulta peraltro coerente con i risultati delle prove con martinetti piatti.

Potendo estendere i risultati ottenuti nelle prove speciali a tutta la muratura dell'istituto e non avendo riscontrato fra esse differenze tipologiche si determineranno i valori elastomeccanici

legati al meccanismo di taglio avvalendosi delle prove PSH1 e PSH2. Si ricade nello scenario "Prove in situ esaustive, scenario b, due valori sperimentali".

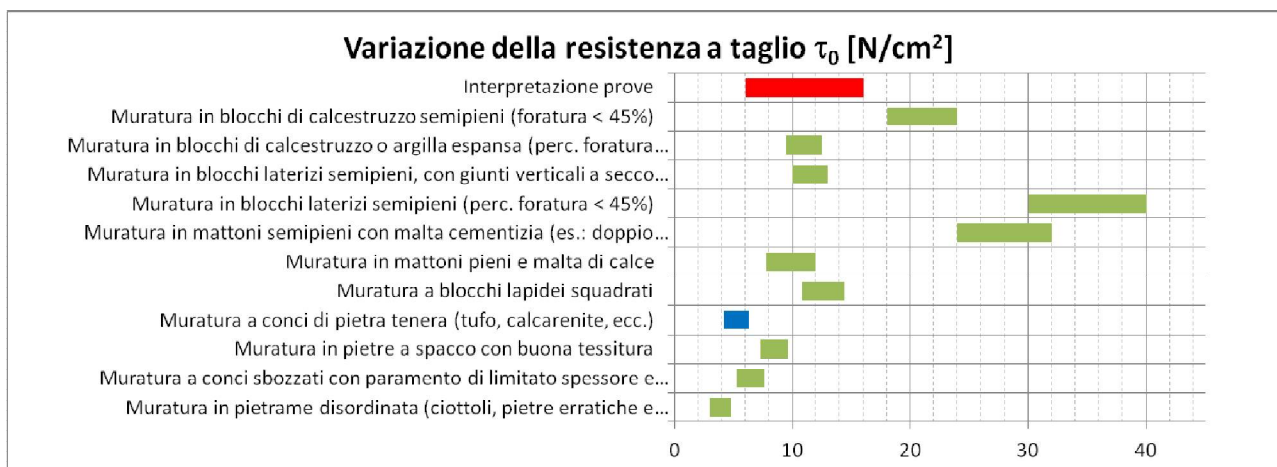


Figura 8-5 Variazione della tensione tangenziale legata al meccanismo di taglio.

Si registra un valore medio superiore all'intervallo di normativa, si sceglie quindi il limite superiore dell'intervallo della muratura corrispondente ( $\tau_0=0.06$  N/mm<sup>2</sup>)

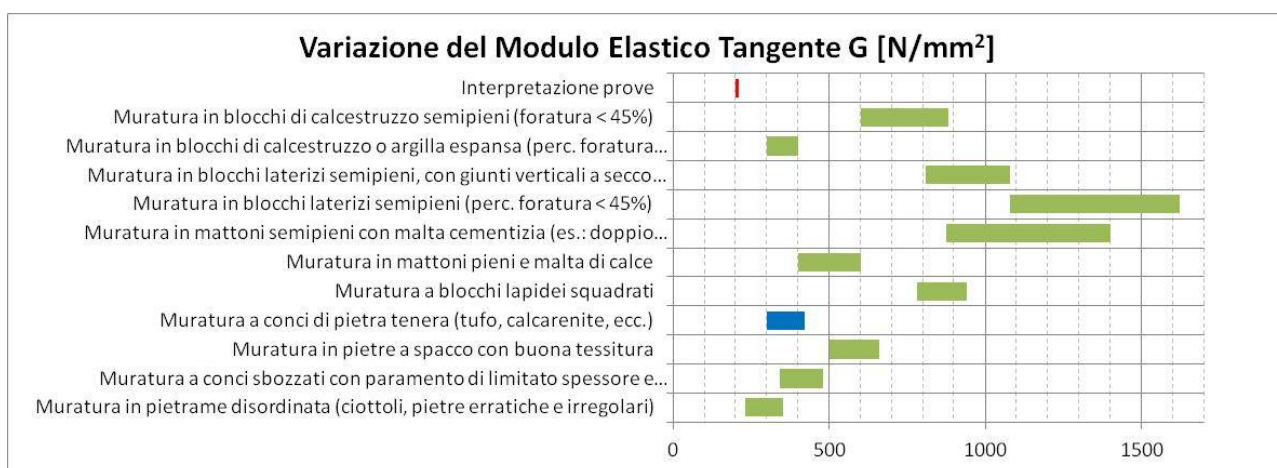


Figura 8-6 Variazione del modulo elastico tangente

Riguardo il modulo di elasticità tangenziale, essendo il valore sperimentale inferiore all'intervallo di riferimento e data la particolare geometria di molti maschi murari, a vantaggio di sicurezza soprattutto nei confronti del drift di piano si assume il valore sperimentale come valore di calcolo ( $G=200$  N/mm<sup>2</sup>)

### 8.1.2 Scelta delle caratteristiche elasto-meccaniche delle sezioni in cemento armato

Con riferimento agli elementi secondari in cemento armato, la campagna indagine ha previsto, sull'unità strutturale in oggetto, un totale di 10 prove di estrazione carote cilindriche e 4 di estrazione barre. A corredo di queste devono annoverarsi le dettagliate indagini pacometriche

che permettono di ricostruire la distribuzione delle armature nelle sezioni in c.a., siano esse di cordolo, architrave e trave.

Dall'elaborazione delle prove in base ai criteri del Sistema Sismico Nazionale si può redigere la seguente tavola riassuntiva.

*Tabella 8-4 Elaborazione Carote ca*

Sistema Sismico Nazionale				
Sigla di identificazione del provino	Elemento strutturale	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]	fc [N/mm <sup>2</sup> ]	Rcm [N/mm <sup>2</sup> ]
C1	trave	12,49	17,24	20,77
C2	cordolo	11,20	15,46	18,62
C3	cordolo	9,04	12,48	15,03
C4	trave	12,46	17,19	20,72
C5	architrave	8,78	12,12	14,60
C6	cordolo vano scala	14,01	19,33	23,29
C7	architrave	14,88	20,53	24,74
C8	cordolo vano scala	5,15	7,11	8,56
C9	fondazione	5,36	7,40	8,91
C10	fondazione	9,00	12,42	14,96

Le indagini sugli elementi in ca evidenziano scadenti valori del calcestruzzo adottato per la fondazione che deve essere quindi interpretato nell'idea dello schema strutturale come un elemento di redistribuzione carichi dei pannelli murari al sottostante strato di livellamento. La fondazione non risulta essere dotata di armatura.

Dall'elaborazione delle prove condotte sui provini di armatura longitudinale si può redigere la seguente tabella.

*Tabella 8-5 Elaborazione elementi in acciaio*

Denominazione	Diametro nominale [mm]	Diametro effettivo [mm]	Tensione di snervamento [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura [N/mm <sup>2</sup> ]
B1 - Trave Palestra 1 - Piano -	20	20,62	278,16	393,13
B2 - Architrave Palestra 1 - Piano -	16	15,51	488,17	669,79
B3 - Cordolo 1 - Piano II	12	11,74	266,84	382,54
B4 - Architrave 1 - Piano III	16	15,56	344,37	524,87

In sintesi, dati i valori variabili che si sono ottenuti e l'estensione della campagna indagine in rapporto alla superficie di piano della struttura, nonché la competenza strutturale degli elementi in ca, si assume per questi una classe Rck20 (ai fini della media si considerano i soli elementi che abbiamo  $R_{cm} > 15$  MPa) ed un fattore di confidenza  $FC = 1.35$ , legato a LC1.

Infine, le armature vengono modellate indistintamente facendo riferimento al valore inferiore della tabella Tabella 8-5, che affetto da  $FC = 1.35$  risulta prossimo alle caratteristiche di un acciaio storico per barre lisce Aq40.

A completamento si riportano i seguenti estratti di normativa per inquadrare e motivare la scelta di livello di conoscenza.

Tabella 8-6 Tabella C8A.2.1 NTC08

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

Tabella 8-7 Estensione prove in situ

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



## **9 INTERVENTO IN PROGETTO**

### **9.1 *Incremento delle caratteristiche meccaniche a seguito dell'intervento***

L'intervento di adeguamento prevede la doppia placcatura tramite reti tipo FibreNet 66x66T96 sulle pareti murarie con distribuzione pari a quella descritta di seguito e diffuse cerchiature in acciaio Fe430 con un profilo HE120B. L'applicazione delle reti in fibra di vetro consente un sostanziale incremento sia di resistenza che di duttilità. Le cerchiature dei vani porta e finestra con i telai in acciaio producono diversi vantaggi ed in particolare: forniscono un incremento di resistenza e duttilità alle azioni orizzontali dell'intero edificio; creano un effetto di confinamento sia dei maschi che delle fasce migliorandone sensibilmente la risposta ciclica e favorendo il comportamento d'insieme della compagine muraria; la formazione delle cerniere plastiche nelle cerchiature in acciaio introduce dissipazione energetica. Grazie al tipo di intervento prescelto le caratteristiche murarie vengono ulteriormente incrementate dal contributo della matrice scelta per l'adesione delle reti alla superficie muraria. Inoltre la completa cerchiatura di tutte le fasce di piano inibisce di fatto i meccanismi di ribaltamento dei muri di facciata. Si riportano di seguito le schede relative all'intervento ed ai valori di materiale adottati.

## Scelta del rinforzo

Scelta del tipo di sistema di rinforzo

Intonaco armato Fibre Net su due facce

## Caratteristiche della malta da Intonaco

Produttore

Fibre Net

Codice

FB NHL 8 MPa

Resistenza a compressione	8 MPa
Resistenza a trazione	0.7 MPa
Modulo elastico	8000 MPa

## Rete

Scelta del tipo di rete

FBMESH 66x66T96

Dimensione della maglia	66 mm
Resistenza a trazione	3.5 kN
Rigidezza assiale	230 kN

Spessore dell'intonaco

20 mm

## Caratteristiche della connessione

Numero di connettori trasversali

4 /mq

Tipo di connessione

Non Passante

## 9.2 Interventi sulle murature

Si riportano in questo capitolo gli schemi d'intervento. Le immagini sono rappresentative del modello di calcolo, quindi non possono avere pretesa di dettaglio costruttivo. Quanto esposto in questo capitolo deve essere considerato d'introduzione a quanto riportato nelle tavole di dettaglio dell'intervento strutturale facenti parte integrante del progetto. Per ultimo si sottolinea come le scelte di progetto siano compatibili con la destinazione d'uso dei singoli vani e tendano a minimizzare l'impatto sulla struttura e ad alterare il meno possibile la distribuzione delle azioni gravitazionali in essa presenti.



a

b

Figura 9-1 Modelli renderizzati a) ANTE OPERAM b) POST OPERAM

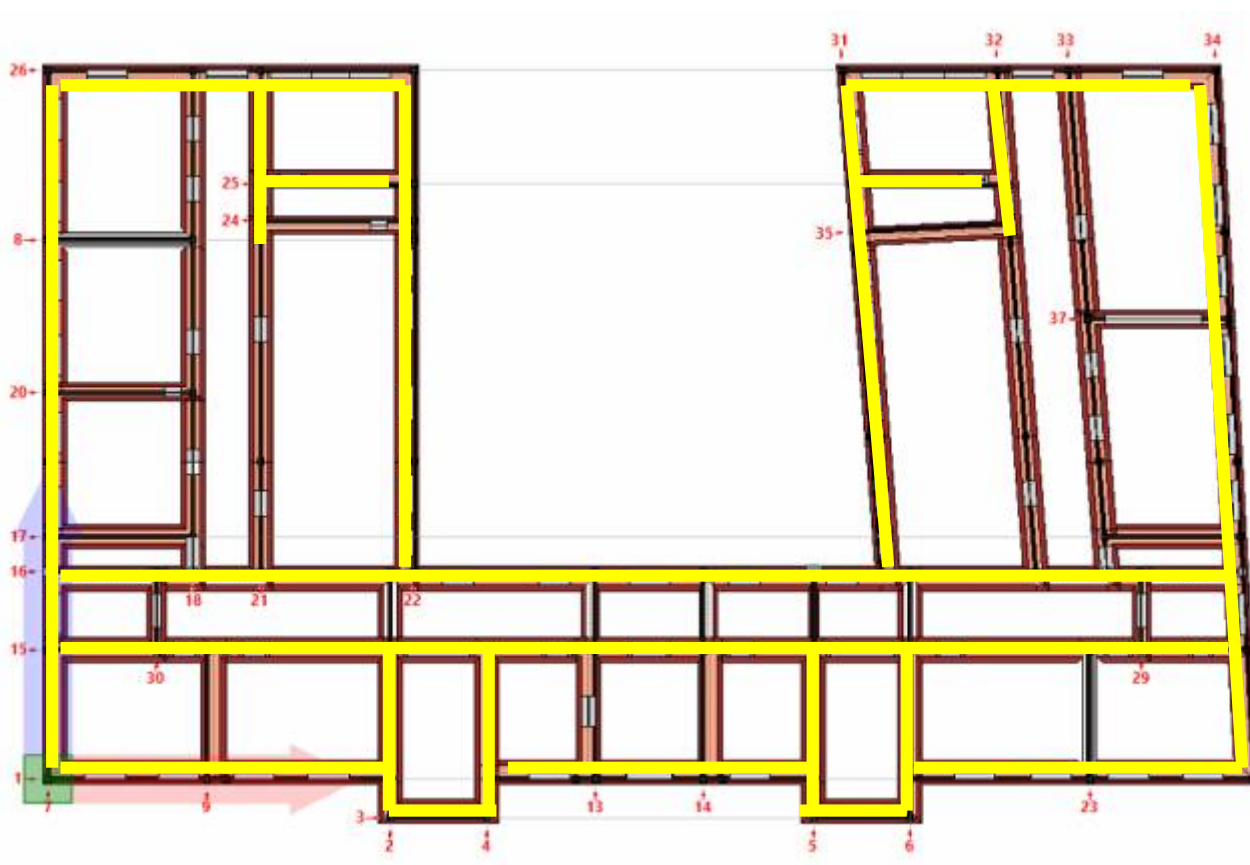


Figura 9-2 Pianta aree di intervento

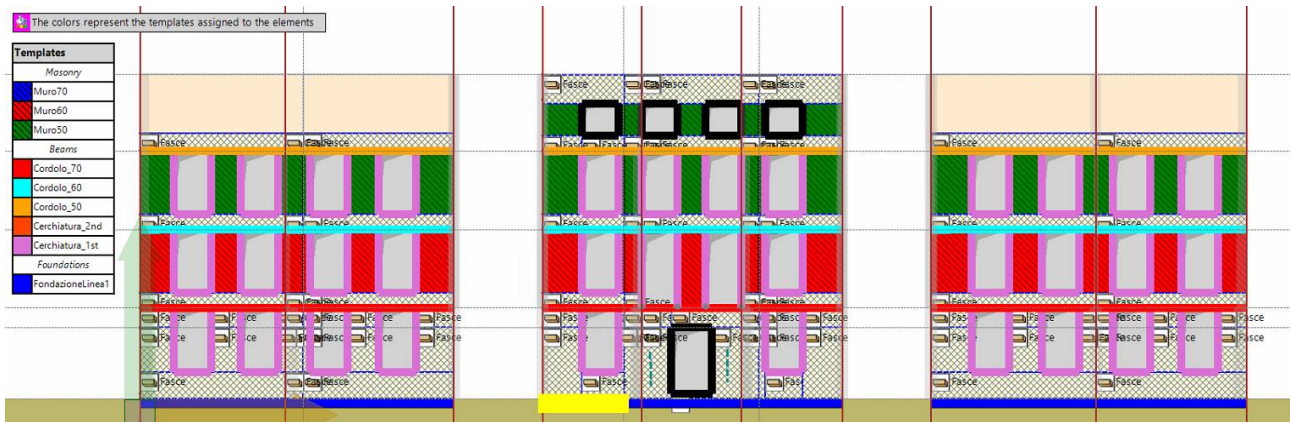
Elenco parete su cui si interviene

Direzione x:1-3-15-16-25-26

Direzione y:2-4-5-6-7-21-22-31-32-34

- Il retino tratteggiato chiaro incrociato è la zona di intervento in fibre.

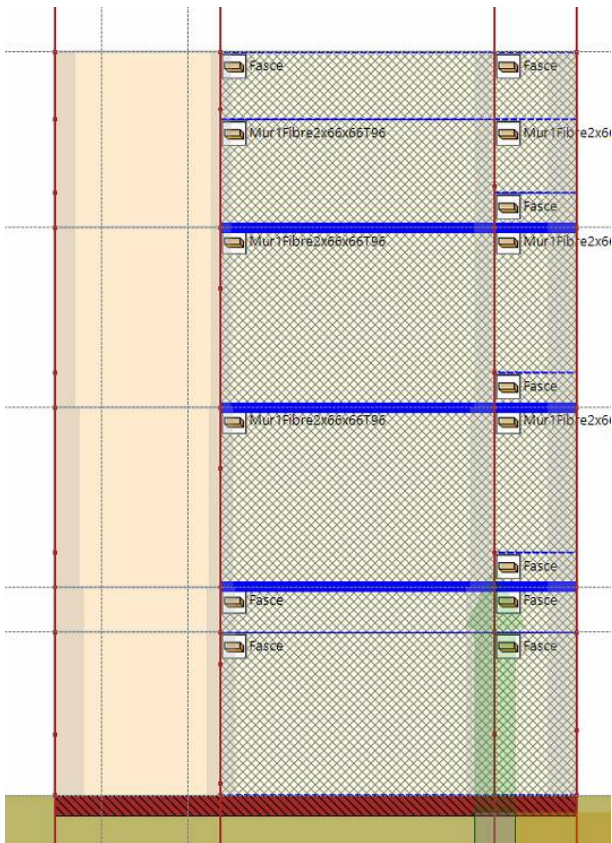
### 9.2.1 Parete 1



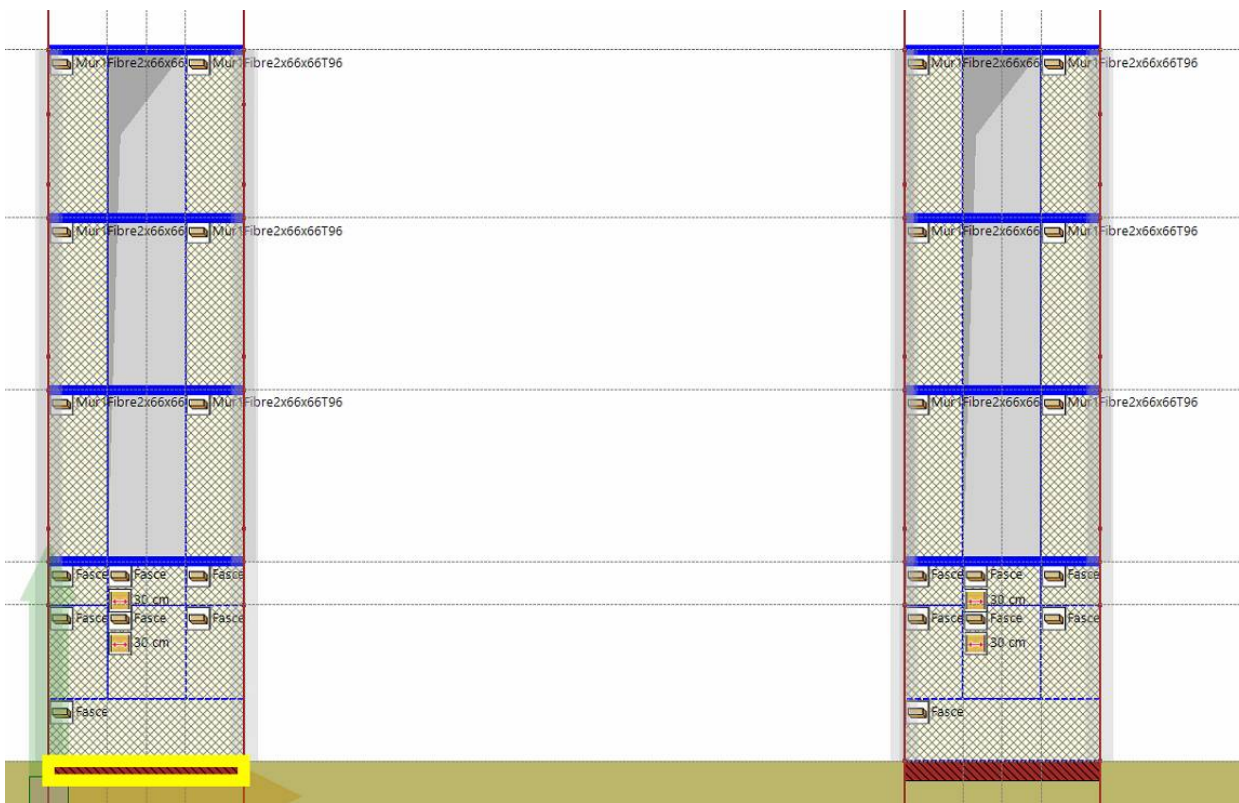
Le cerchiature sono a portale "capovolto" per quanto riguarda le finestre, a cerchiatura completa per le finestre dell'ultima elevazione (nere) e della porta di ingresso centrale (nera).

La rete è su tutto il primo livello, sulle fasce di piano del secondo e terzo livello e, nella parte centrale, nella fascia di piano del piano superiore.

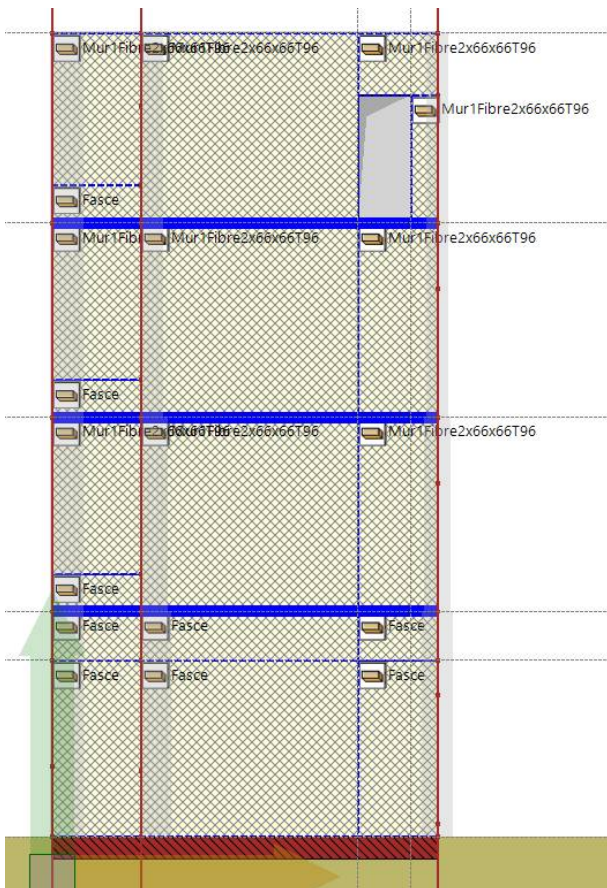
### 9.2.2 Parete 2



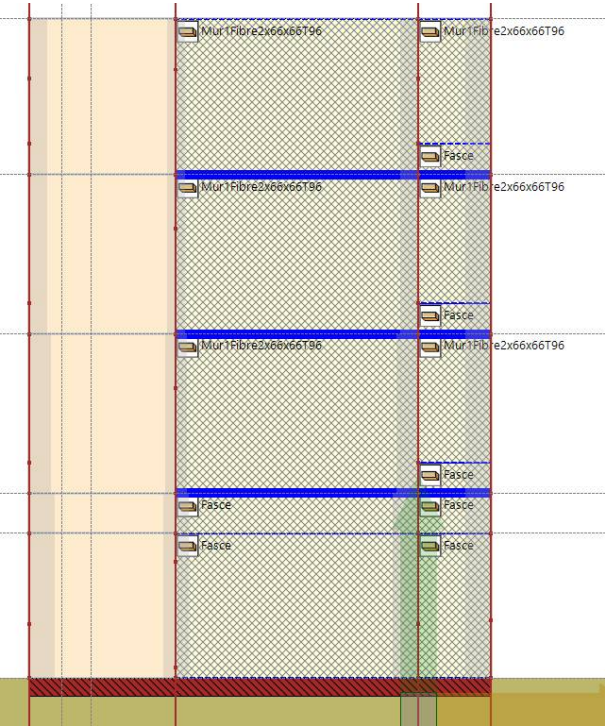
### 9.2.3 Parete 3



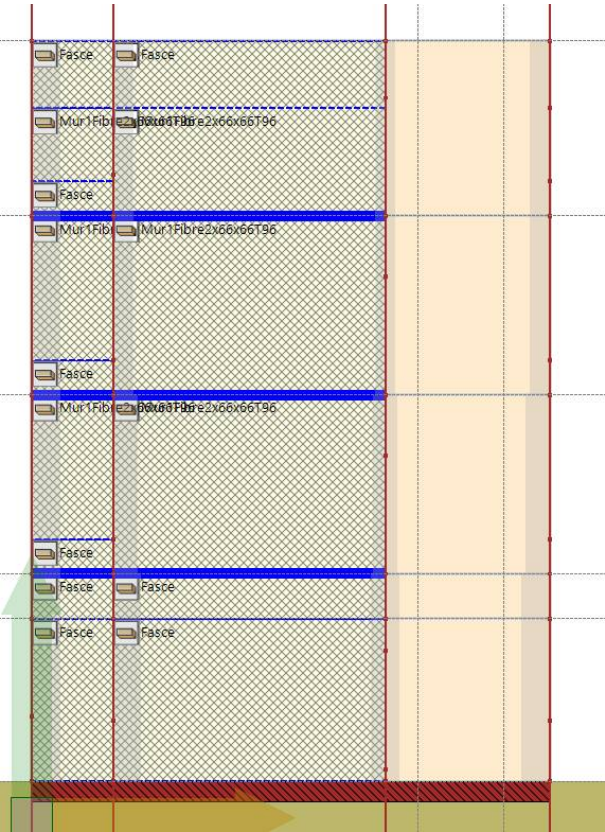
### 9.2.4 Parete 4



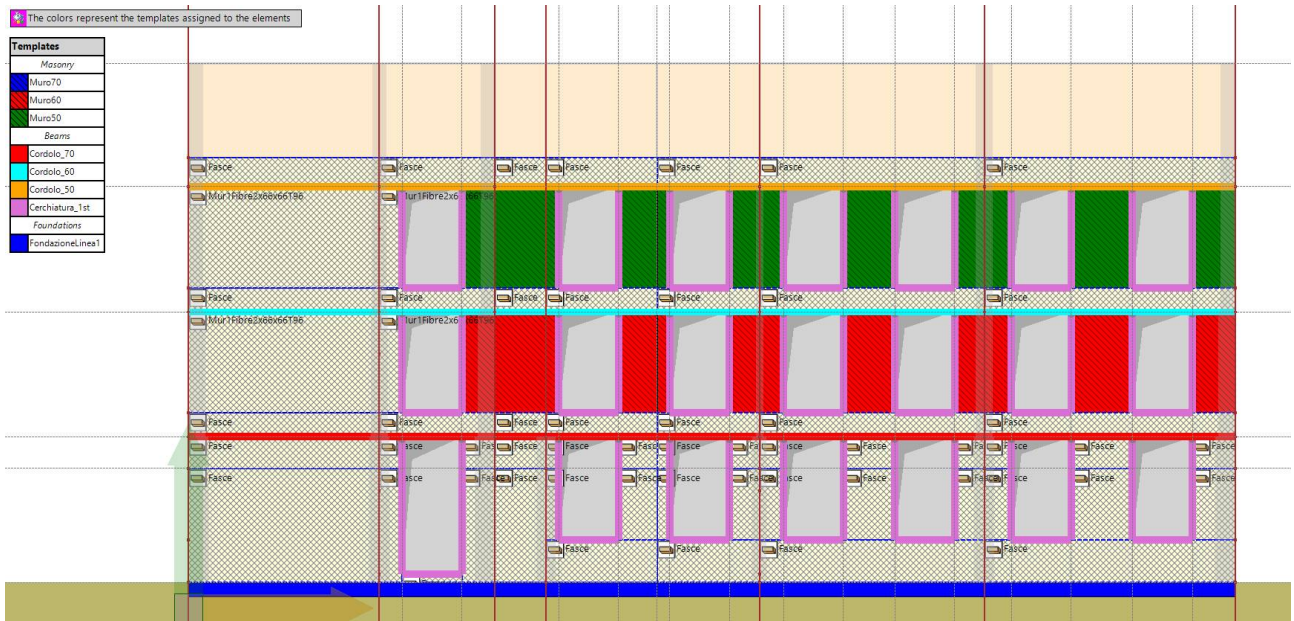
9.2.5 Parete 5



9.2.6 Parete 6



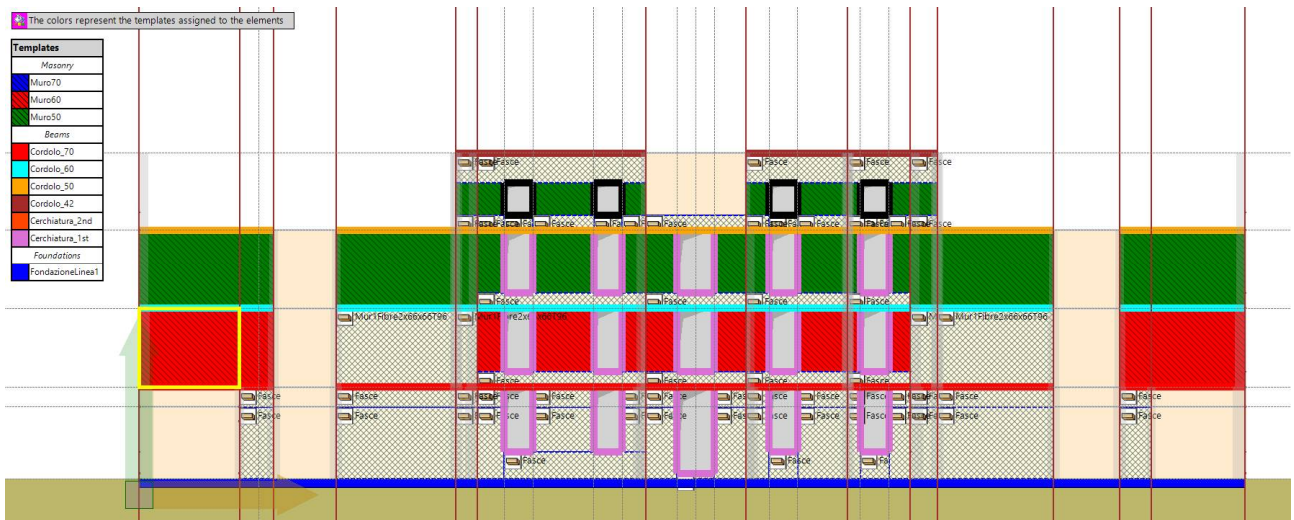
## 9.2.7 Parete 7



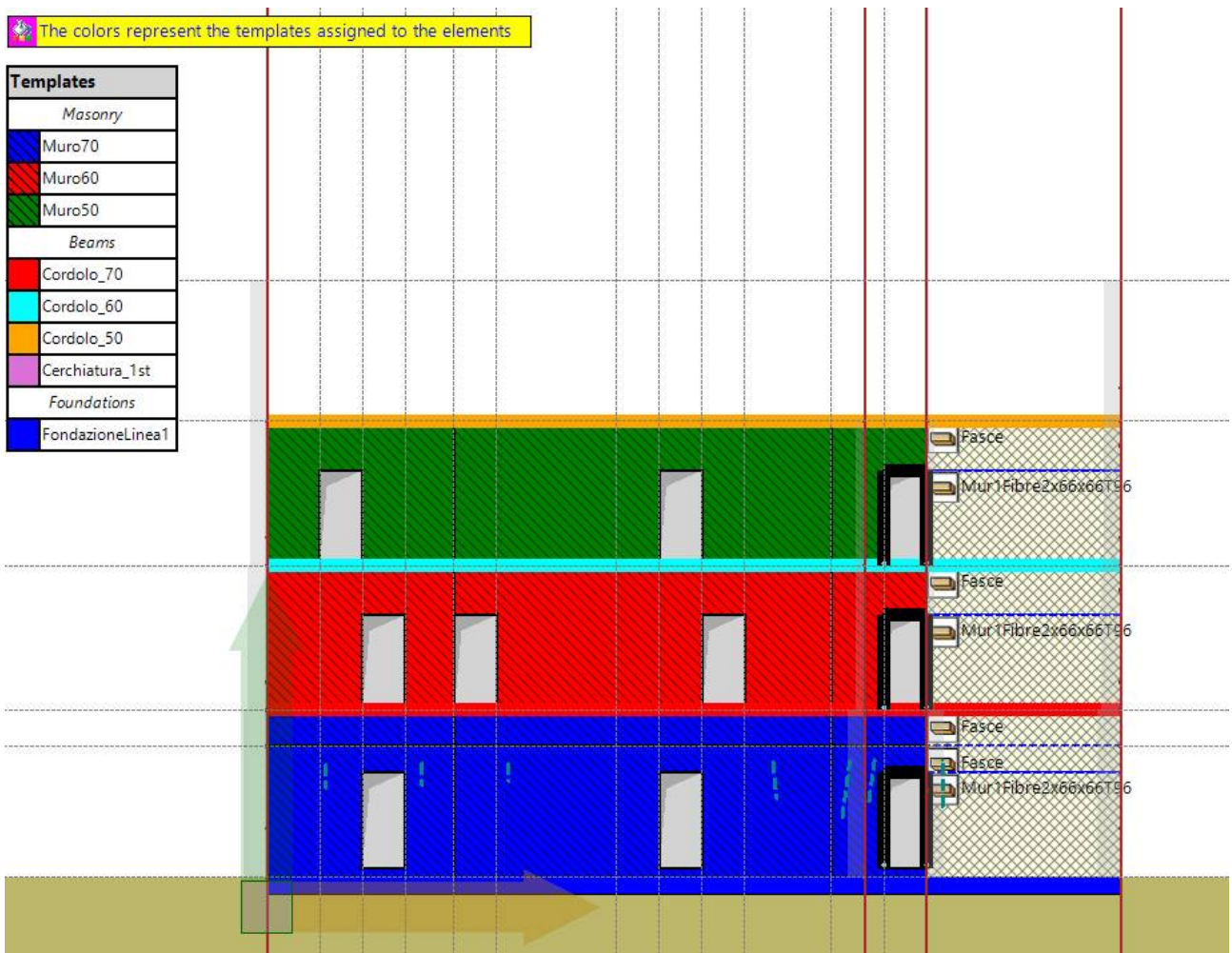
## 9.2.8 Parete 15



### 9.2.9 Parete 16

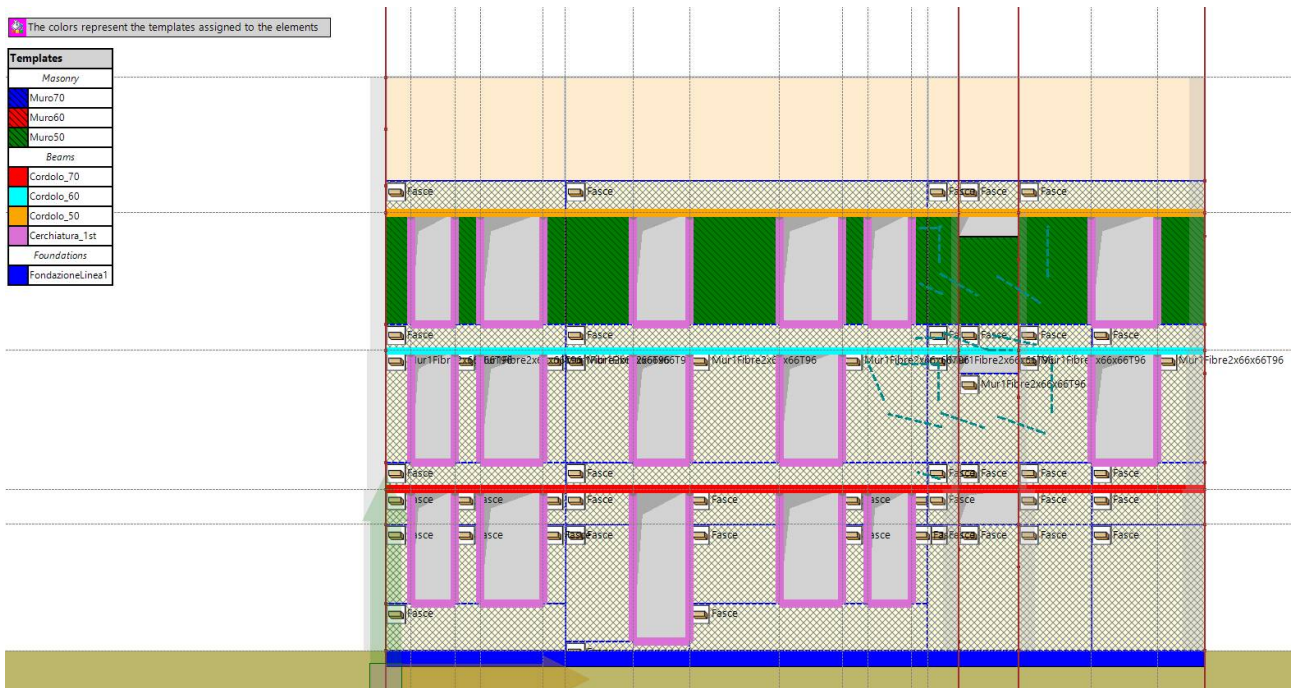


### 9.2.10 Parete 21

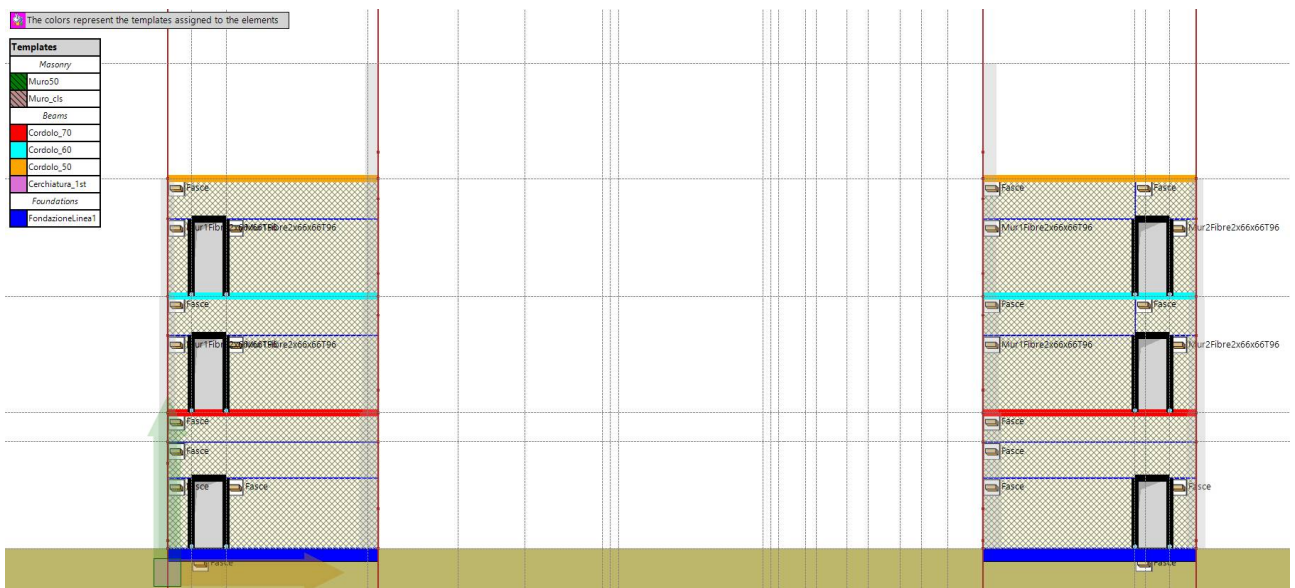




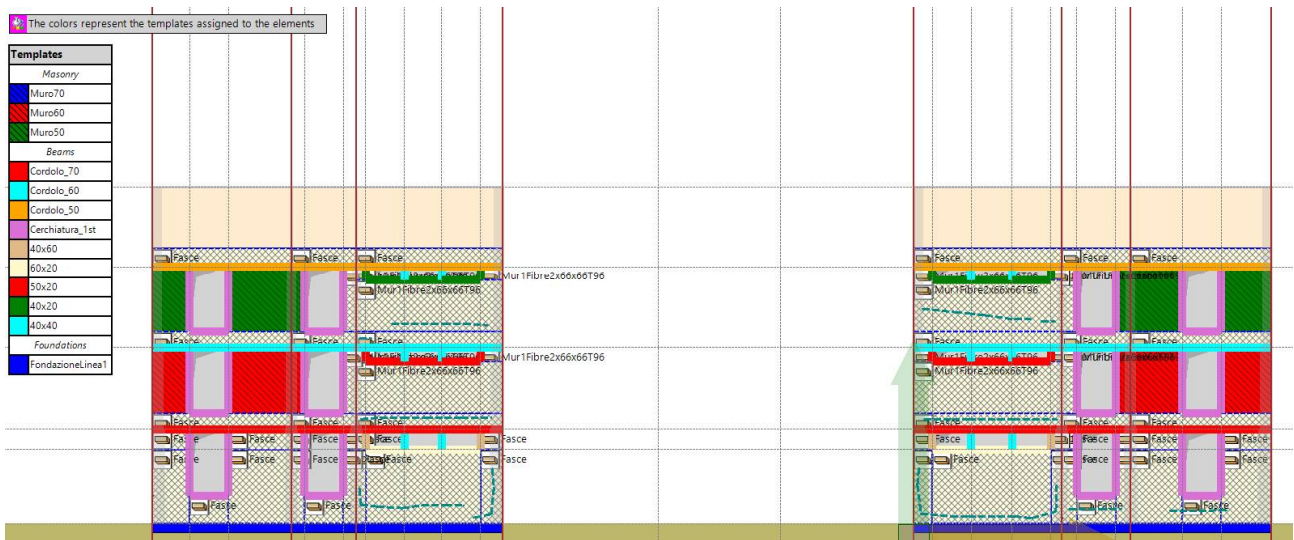
## 9.2.11 Parete 22



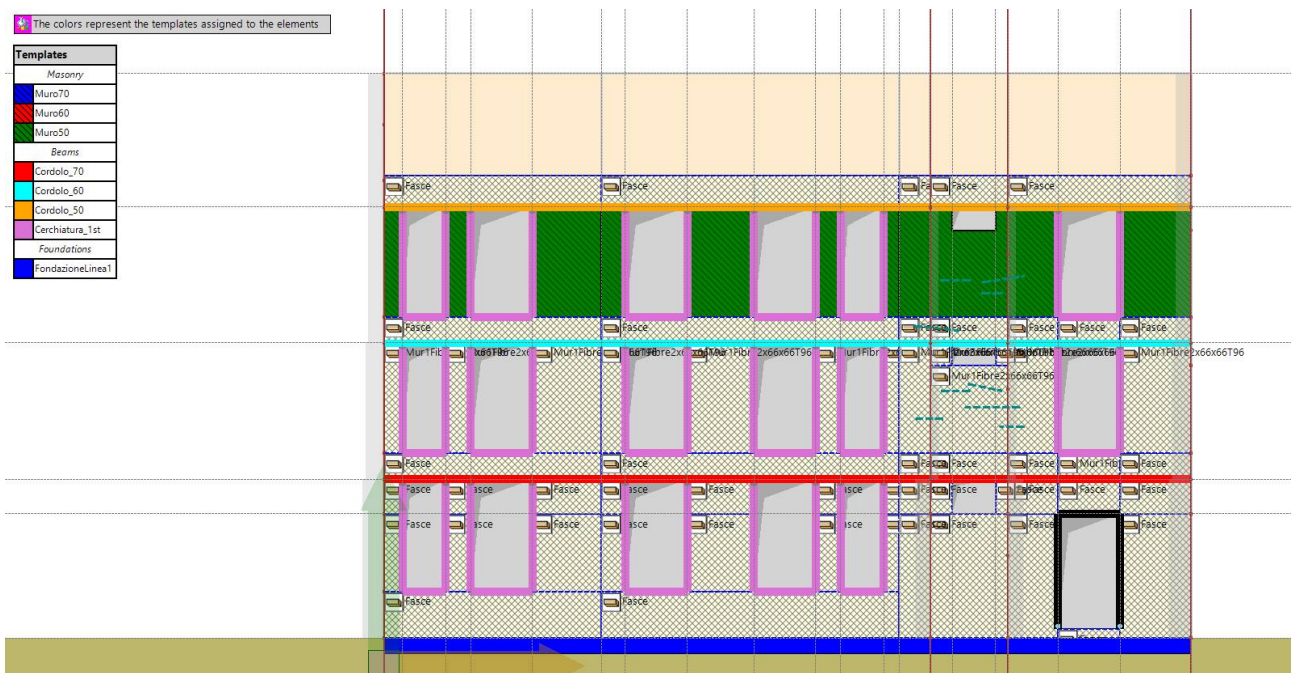
## 9.2.12 Parete 25



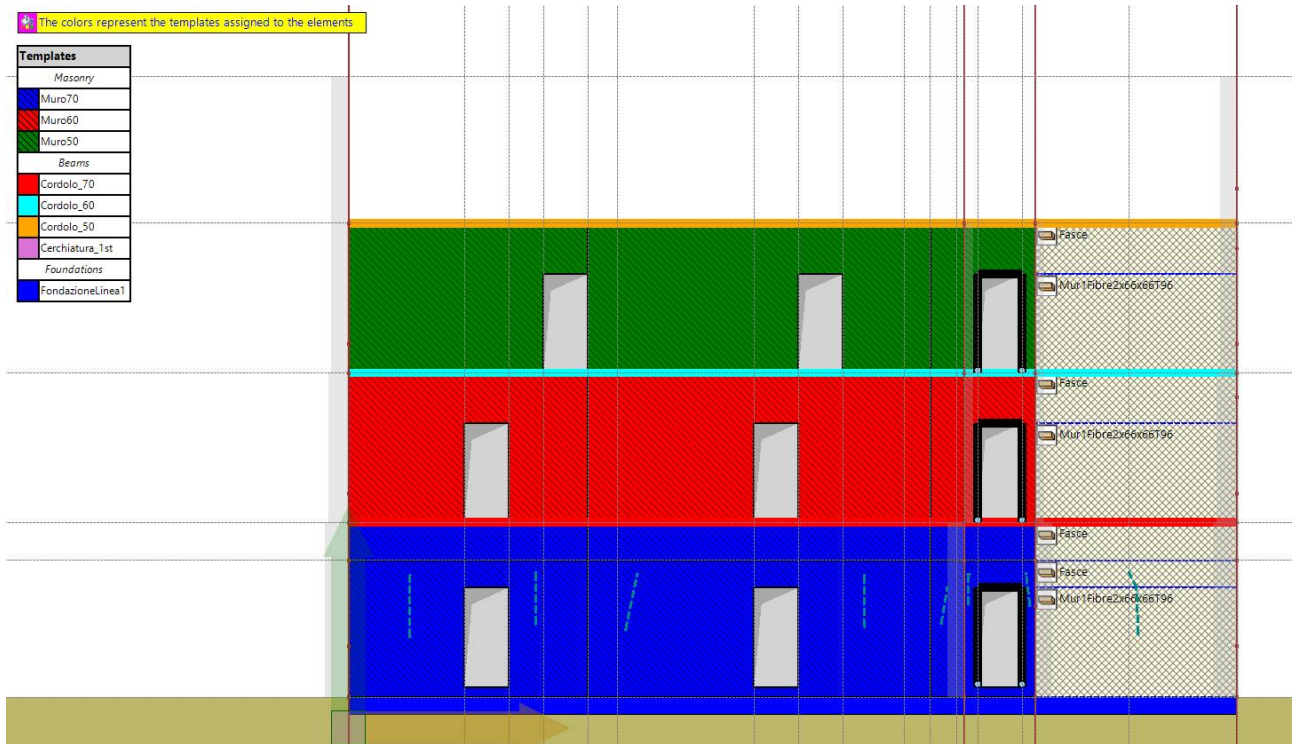
### 9.2.13 Parete 26



### 9.2.14 Parete 31



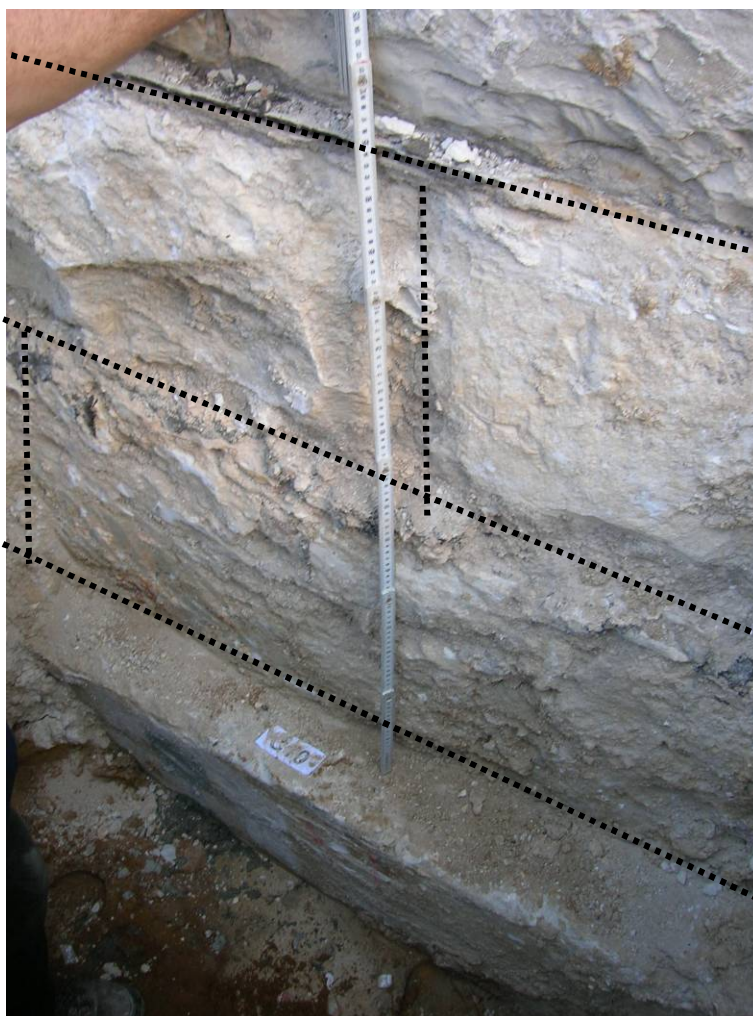
## 9.2.15 Parete 32



## 10 MODELLI DI CALCOLO

Non essendo stato registrato nella campagna indagine alcun quadro fessurativo che potesse far pensare ad affaticamento o degrado dell'apparato fondale, avendo rilevato dal pozzetto ispettivo C10 la presenza di un paramento sotto piano di calpestio costituito da elementi lapidei di dimensioni ragguardevoli (Figura 10-1) e conseguente elevata rigidezza, non individuando difformità che possano lasciare presupporre differenti quote di fondazione all'interno dello stesso corpo si è scelta una modellazione cautelativa a partire dall'estradosso cordolo di fondazione.

Non è previsto alcun aggravio delle azioni in fondazione per aggiunta di alcuna massa in fase d'intervento, di conseguenza non si ha una variazione delle azioni trasmesse al piano fondazione. Gli interventi in progetto sono finalizzati, come descritto nel capitolo precedente, al miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle pareti murarie senza determinarne pericolosi incrementi localizzati di rigidzze.



*Figura 10-1 Pozzetto C10*

## 11 COMMENTI E CONCLUSIONI

Nelle successive tabelle, contenute nei capitoli pertinenti le fasi ante e post operam, vengono riportati gli indicatori di rischio espresso in termini di PGA e Tr. Le tabelle riportano gli le PGA associate agli eventi più significativi ottenuti dalle simulazioni numeriche. In **grassetto** sono invece indicati gli indici di rischio associati al raggiungimento degli stati limite.

Con riferimento alla condizione ANTE OPERAM si riassumono i dati legati agli indicatori di rischio minori in termini di PGA.

Evento	PGA	PGACLO/PGADLO	PGACLD/PGADLD	PGACLV/PGADLV	PGACLC/PGADLC
	g				
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.104	--	--	0.520	--
- Direzione X	0.104	--	--	0.520	--
- Direzione Y	0.122	--	--	0.612	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.0584	--	1.109	--	--
- Direzione X	0.0584	--	1.109	--	--
- Direzione Y	0.0701	--	1.332	--	--
<b>Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)</b>	<b>0.0822</b>	--	--	<b>0.412</b>	--
- Direzione X	0.0822	--	--	0.412	--
- Direzione Y	0.0861	--	--	0.431	--

Dalle analisi condotte nello stato di fatto si deduce, un forte deficit della struttura ad azioni agenti lungo entrambi gli assi con maggiore rilievo per quello trasversale o asse x (Figura 11-2 Sistema di riferimento globale). Dall'analisi della risposta in termini di deformate di collasso, si osserva come il danneggiamento della struttura sia governato maggiormente dalle rotture a taglio delle fasce di piano e dal collasso di diversi maschi murari. L'intervento di adeguamento descritto ai capitoli precedenti è stato volto a sopperire a tali carenze e a diffondere il danneggiamento su quanti più elementi strutturali possibile.

Stesso ragionamento può essere condotto sulla struttura POST OPERAM. In questa, l'intervento previsto garantisce il soddisfacimento delle verifiche locali e globali.

Evento	PGA	PGACLO/PGADLO	PGACLD/PGADLD	PGACLV/PGADLV	PGACLC/PGADLC
	g				
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.175	--	--	0.874	--
- Direzione X	0.175	--	--	0.874	--
- Direzione Y	0.219	--	--	1.096	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.106	--	2.022	--	--
- Direzione X	0.106	--	2.022	--	--
- Direzione Y	0.127	--	2.419	--	--
<b>Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)</b>	<b>0.152</b>	--	--	<b>0.761</b>	--
- Direzione X	0.165	--	--	0.828	--
- Direzione Y	0.152	--	--	0.761	--

Il valore minore in termini di verifica globale si riscontra per la distribuzione di carico direzione -Y e proporzionale alla prima forma modale con eccentricità aggiunta, con un

coefficiente di sicurezza di 70%.

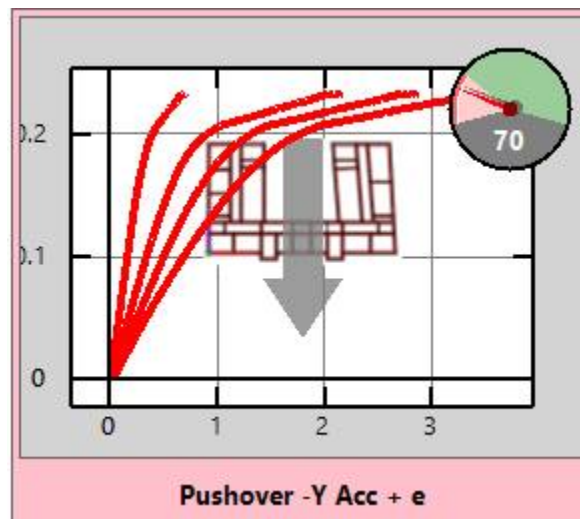


Figura 11-1 Curva di capacità minima con relativo coefficiente di sicurezza.

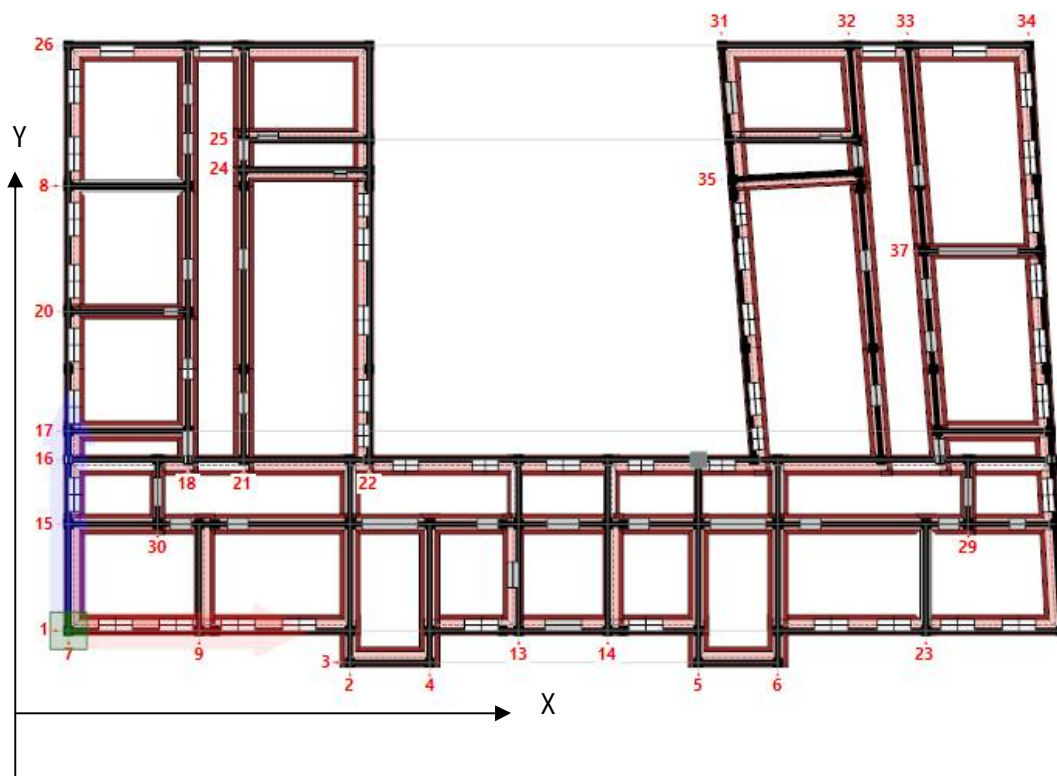


Figura 11-2 Sistema di riferimento globale

Nei successivi sottoparagrafi si riportano, in sintesi, i risultati ottenuti nello stato di fatto e nello stato di progetto, i dettagli della modellazione sono riportati negli allegati.

## 11.1 Stato ANTE OPERAM

### 11.1.1 Curve di capacità



### 11.1.2 Indicatori di rischio

Nel presente paragrafo viene riportata la tabella degli indicatori di rischio, opportunamente divisa in due per comodità di lettura.

#### Indicatori di rischio (PGA)

Evento	PGA	PGACLO/PGADLO	PGACLD/PGADLD	PGACL V/PGADLV	PGACLC/PGADLC
	g				
Rottura a taglio nella muratura	0.030	0.785	0.565	0.149	0.104
Rotazione limite nella muratura	0.059	1.551	1.116	0.294	0.206
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata				
Rotazione di snervamento in un'asta	0.030	0.785	0.565	0.149	0.104
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.094	2.468	1.776	0.468	0.328
Rottura a flessione in un'asta	0.035	0.924	0.665	0.175	0.123
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLD)	non rilevata				
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)	non rilevata				
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.104	--	--	0.520	--
- Direzione X	0.104	--	--	0.520	--
- Direzione Y	0.122	--	--	0.612	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.0584	--	1.109	--	--
- Direzione X	0.0584	--	1.109	--	--
- Direzione Y	0.0701	--	1.332	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.0822	--	--	0.412	--
- Direzione X	0.0822	--	--	0.412	--
- Direzione Y	0.0861	--	--	0.431	--

Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

PGA: accelerazione al suolo;

$PGA_{CLO}/PGA_{DLO}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLO;

$PGA_{CLD}/PGA_{DLD}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLD;

$PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLV;

$PGA_{CLC}/PGA_{DLC}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLC.

*Indicatori di rischio (Tr)*

Evento	Tr anni	$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$	$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$	$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$	$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$
Rottura a taglio nella muratura	30	0.845	0.684	0.272	0.202
Rotazione limite nella muratura	92	1.338	1.083	0.430	0.320
Rottura a taglio in un'asta					
Rotazione di snervamento in un'asta	30	0.845	0.684	0.272	0.202
3/4 della rotazione ultima in un'asta	189	1.801	1.458	0.579	0.430
Rottura a flessione in un'asta	40	0.947	0.767	0.304	0.226
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLD)					
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)					
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	222.525	--	--	0.620	--
- Direzione X	222.525	--	--	0.620	--
- Direzione Y	294.827	--	--	0.696	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	90.6301	--	1.078	--	--
- Direzione X	90.6301	--	1.078	--	--
- Direzione Y	123.088	--	1.223	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	156.829	--	--	0.537	--
- Direzione X	156.829	--	--	0.537	--
- Direzione Y	167.543	--	--	0.551	--

Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

Tr: periodo di ritorno

$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLO;

$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLD;

$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLV;

$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLC;

a=0.41



## 11.2 Stato POST OPERAM

### 11.2.1 Curve di capacità



### 11.2.2 Indicatori di rischio

Nel presente paragrafo viene riportata la tabella degli indicatori di rischio, opportunamente divisa in due per comodità di lettura.

*Indicatori di rischio (PGA)*

Evento	PGA	PGACLO/PGADLO	PGACLD/PGADLD	PGACLV/PGADLV	PGACLC/PGADLC
Rottura a taglio nella muratura	0.051	1.353	0.973	0.257	0.180
Rotazione limite nella muratura	0.107	2.815	2.026	0.534	0.374
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata				
Rotazione di snervamento in un'asta	0.030	0.785	0.565	0.149	0.104
3/4 della rotazione ultima in un'asta	0.172	4.547	3.272	0.863	0.604
Rottura a flessione in un'asta	0.040	1.059	0.762	0.201	0.141
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLD)	non rilevata				
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)	non rilevata				
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	0.175	--	--	0.874	--
- Direzione X	0.175	--	--	0.874	--
- Direzione Y	0.219	--	--	1.096	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.106	--	2.022	--	--
- Direzione X	0.106	--	2.022	--	--
- Direzione Y	0.127	--	2.419	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.152	--	--	0.761	--
- Direzione X	0.165	--	--	0.828	--
- Direzione Y	0.152	--	--	0.761	--

Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

PGA: accelerazione al suolo;

$PGA_{CLO}/PGA_{DLO}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLO;

$PGA_{CLD}/PGA_{DLD}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLD;

$PGA_{CLV}/PGA_{DLV}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLV;

$PGA_{CLC}/PGA_{DLC}$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di PGA per lo SLC.

*Indicatori di rischio (Tr)*

Evento	Tr anni	$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$	$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$	$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$	$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$
Rottura a taglio nella muratura	72	1.211	0.981	0.389	0.290
Rotazione limite nella muratura	233	1.966	1.592	0.632	0.470
Rottura a taglio in un'asta					
Rotazione di snervamento in un'asta	30	0.845	0.684	0.272	0.202
3/4 della rotazione ultima in un'asta	539	2.773	2.246	0.892	0.663
Rottura a flessione in un'asta	50	1.040	0.842	0.334	0.249
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLD)					
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLV)					
Analisi globale della vulnerabilità sismica in termini di forza	552.015	--	--	0.901	--
- Direzione X	552.015	--	--	0.901	--
- Direzione Y	846.264	--	--	1.074	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	232.661	--	1.590	--	--
- Direzione X	232.661	--	1.590	--	--
- Direzione Y	316.685	--	1.805	--	--
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	428.729	--	--	0.812	--
- Direzione X	498.208	--	--	0.863	--
- Direzione Y	428.729	--	--	0.812	--

Legenda:

Evento: evento di crisi monitorato;

Tr: periodo di ritorno

$(TR_{CLO}/TR_{DLO})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLO;

$(TR_{CLD}/TR_{DLD})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLD;

$(TR_{CLV}/TR_{DLV})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLV;

$(TR_{CLC}/TR_{DLC})^a$ : indicatore di rischio relativo al rapporto di Tr per lo SLC;

a=0.41