



AGENZIA DEL DEMANIO
DIREZIONE REGIONALE CALABRIA
SERVIZI TECNICI

RISTRUTTURAZIONE E RIFUNZIONALIZZAZIONE DEL COMPLESSO
IMMOBILIARE DENOMINATO “EX CASERMA FLORESTANO PEPE”
SITO IN VIA CORDOPATRI – VIBO VALENTIA (VV) DA DESTINARE A
SEDE DELLA AGENZIA DELLE ENTRATE DI VIBO VALENTIA.
SCHEDA VVD0011

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

**RELAZIONE SPECIALISTICA SUGLI ASPETTI
STRUTTURALI – PROPOSTA DI INTERVENTO DI
MIGLIORAMENTO SISMICO**

IL RESPONSABILE SERVIZI TECNICI

ING. SALVATORE CONCETTINO

IL TECNICO ISTRUTTORE

ARCH. DONATO CALDERONI

CODICE ELABORATO
R07

SCALA

PROTOCOLLO E DATA
2020 ____/DRCAL/STE del ____/2020



AGENZIA DEL DEMANIO

AGENZIA DEL DEMANIO

Direzione Regionale Calabria

OGGETTO: Verifica di vulnerabilità sismica e valutazione della sicurezza strutturale, rilievo architettonico, topografico, impiantistico e strutturale e verifica preventiva dell'interesse archeologico, finalizzato alla redazione del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica dell'intervento di ristrutturazione e rifunzionalizzazione da effettuarsi sull'immobile demaniale "Caserma Florestano Pepe".

UBICAZIONE: via Francesco Cordopatri, 89900 Vibo Valentia VV

COMMITTENTE: Agenzia del Demanio - Direzione Regionale Calabria

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA

REV.	DATA	MODIFICA	DISEGNATORE / COMPILATORE
00	19/10/2018	Prima Emissione	Ing. Carlo Carletti
02	30/01/2019	Revisione a seguito verifica del 29/01/2019 prot. N. 2019/1877	VERIFICATO DA:
03	19/02/2019	Revisione a seguito verifica del 13/02/2019 prot. N. 2019/2928	Ing. Mariano Salvatore
04	14/11/2019	Revisione per incremento indicatore rischio sismico post intervento	APPROVATO DA:
05	23/06/2020	Revisione giugno 2020	Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO
08/18- VV.RT 05/05	Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico

Il Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Salvatore Virgillo

GRUPPO DI LAVORO

Arch. Valentino TROPEANO
(Capogruppo Coordinatore)

Ing. Carlo CARLETTI
Ing. Mariano SALVATORE
Arch. Gianfranco PICARIELLO
Arch. Patrizia GAMMA
Arch. Stanislao SACCARDO
Geol. Carmine MAZZAROTTI
Ing. Bruno MATTIA
Ing. Mauro GUERRIERO
Ing. Rosa LO PRIORE
Ing. Domenico DE MATTIA
Ing. Antonio CAMUSO
Per. Ind. Antonio FESTA

Archeologo Riccardo CONSOLI

SOMMARIO

<i>Premessa</i>	3
<i>INQUADRAMENTO TERRITORIALE</i>	11
<i>Normative di Riferimento.</i>	15
<i>SISMICITA' DELL'AREA</i>	15
<i>TERRENO DI FONDAZIONE: caratterizzazione geotecnica</i>	16
<i>Descrizione della campagna di indagini e di rilievi eseguita, documentazione acquisita per la conoscenza della struttura esistente, con evidenza del livello di conoscenza acquisito.</i>	17
<i>Classificazione delle murature esistenti</i>	18
Descrizione dello stato di fatto - FATTORI DI VULNERABILITA' SISMICA	20
CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2]	20
Strutture in elevazione	20
Orizzontamenti	23
Sistema fondale	23
Cordoli di piano.....	23
Descrizione del danno – vulnerabilità.....	23
Analisi dei carichi	23
Solai di piano in laterizio e voltine di laterizi	23
Solai di piano in laterizio e tavelloni di laterizi	24
volte in pietra	24
copertura lignea.....	24
copertura metallica.....	24
AZIONE sismica e fattori di struttura	24
Descrizione delle verifiche eseguite.	25
Descrizione Del Modello Strutturale.....	25
Verifiche del comportamento globale in fase STATICA.	26

Valutazione vulnerabilità sismica

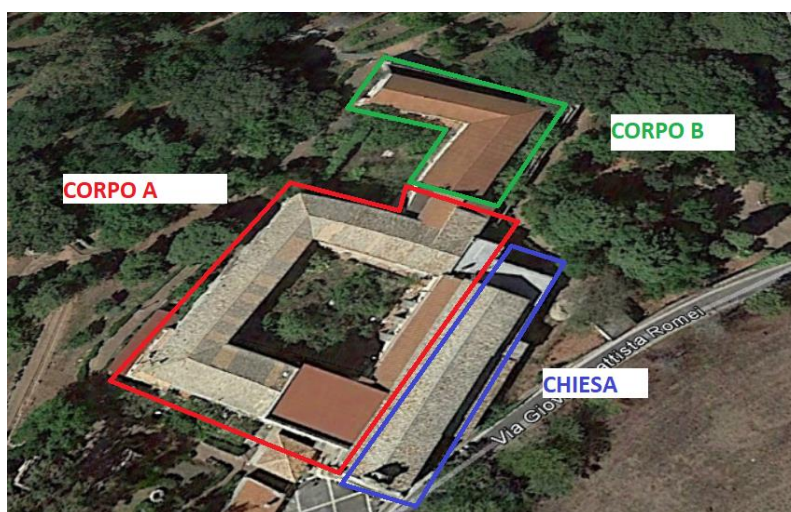
Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Verifiche del comportamento globale in fase sismica	26
Verifiche del comportamento locale.	28
Analisi dello stato di fatto. Sintesi dei risultati	28
verifiche geotecniche.....	30
proposta di miglioramento.	30
descrizione degli interventi.....	30
sintesi dei risultati.....	32
caratteristiche dei materiali per il miglioramento	37
piano di monitoraggio dell'opera.	39

PREMESSA

La presente riferisce circa la valutazione delle condizioni statiche e della vulnerabilità sismica dell'edificio denominato ex "Convento Sant'Antonio" sito in Via Francesco Cordopatri nel Comune di Vibo Valentia e conseguentemente della elaborazione di una proposta di intervento mirata al MIGLIORAMENTO SISMICO dello stesso complesso, il livello di miglioramento sismico si intenderà conseguito, su indicazione dell'Ente committente al raggiungimento del valore degli Indicatori di Rischio Sismico relativo agli SLV pari a:

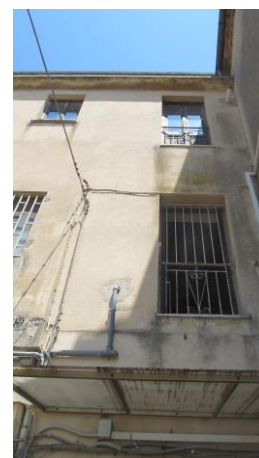
$$\zeta_E = 0.40.$$



Tale edificio è integrato in un complesso organismo edilizio composto da diversi edifici che risultano reciprocamente connessi come schematicamente indicato nella immagine che precede e nelle successive, in tale sede si specifica che il presente studio è relativo al complesso edilizio dell'ex Convento (Corpo A e B) fatta eccezione per la chiesa (vedi immagine seguente).



Vista frontale prospetto "Chiesa"



Verticale di connessione fra chiesa ed ex convento

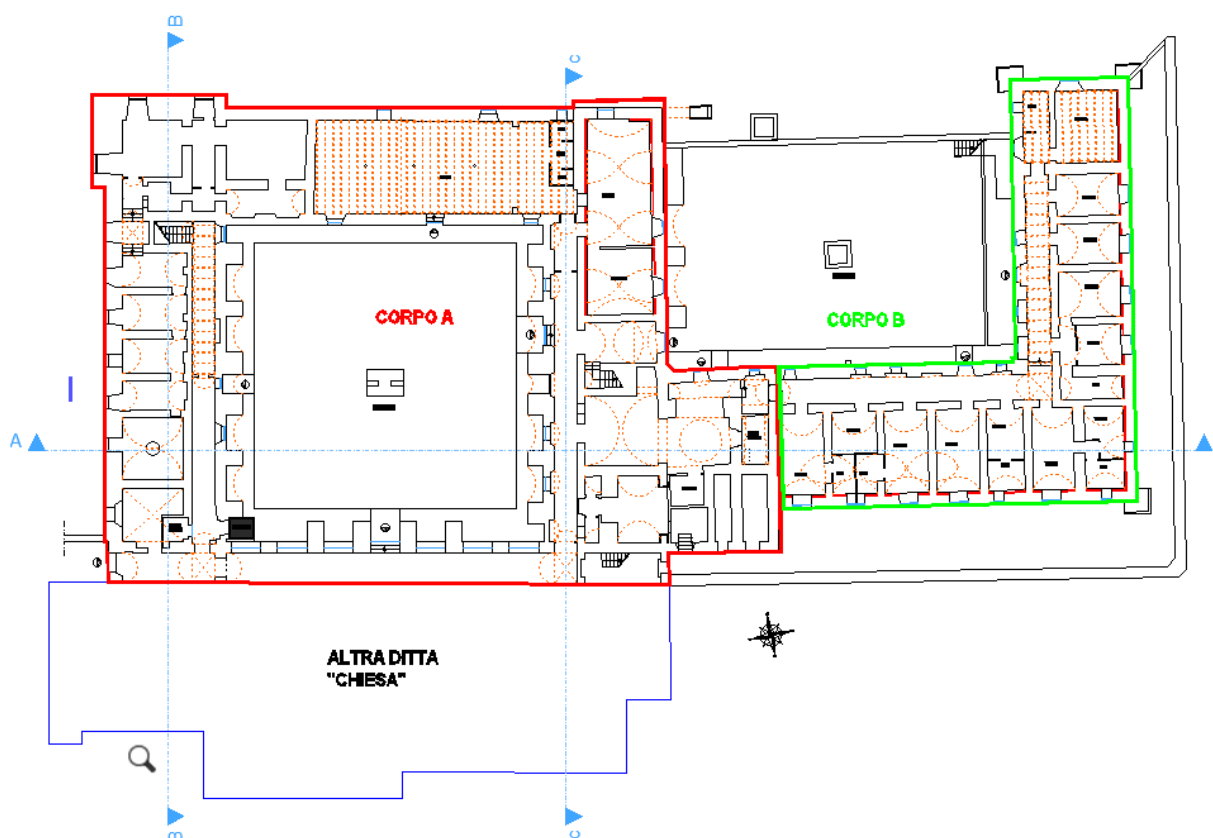
Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Tale organismo edilizio è caratterizzato da una articolata forma in pianta che vede i diversi corpi di fabbrica di cui si è detto in precedenza, disposti in aggregato, essi possono essere chiaramente distinti sia per caratteristiche morfologiche, tipologiche oltre che per epoca di costruzione e per "storia" evolutiva.

Relativamente all'area di intervento della presente e di tutti gli allegati in cui si articola il presente studio, essa come detto può essere considerata composta in due aree come nel seguito:

- Corpo A: dislocato su tre livelli oltre copertura, il seminterrato si estende parzialmente per l'intera area coperta dallo stesso, la disposizione planimetrica è quella tipica dei complessi edilizi a destinazione conventuale, con un ampio chiostro interno che si presenta lungo il lato Est in adiacenza alla Chiesa con la quale condivide sotto il profilo strutturale uno degli allineamenti murari orditi parallelamente all'asse longitudinale della navata principale;
- Corpo B: dislocato su due livelli funzionali e conformato a L in aggregato al precedente con il quale "condivide" delle pannellature murarie.

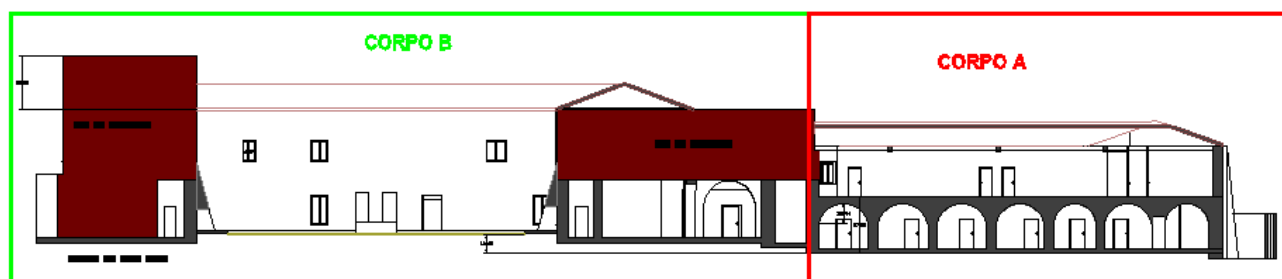


Il piano di fondazione dell'intero complesso è dislocato su tre livelli, per evidenti esigenze di adattamento alla morfologia dei luoghi. Le strutture di fondazione sono realizzate in muratura di pietrame identiche a quelle

delle pannellature in elevazione, nei luoghi investigati il piano di fondazione si attesta ad una quota di circa -1.00 metri rispetto al piano campagna (vedi immagini seguenti).



I piani di fondazione del Corpo B e quello della maggiore estensione del Corpo A (livello piano terra) si presentano sfalsati reciprocamente di circa 1.20 metri (vedi immagine seguente), il tutto, unitamente alla completa assenza di piani orizzontali rigidi nella propria giacitura, a ulteriore validazione della scelta di procedere alla schematizzazione del complesso struttura in due comparti come descritti.



La destinazione d'uso indicata dall'Ente gestore è quella di uffici aperti al pubblico, inoltre lo stesso ai fini del presente studio è stato considerato come edificio strategico secondo le definizioni di cui alla normativa cogente (NTC 2018).

Il complesso è prevalentemente realizzato quasi interamente muratura a conci di pietrame disordinato fanno eccezione alcune porzioni murarie in blocchi di laterizi semipieni realizzate al piano primo, certamente in epoca successiva. Ciò in occasione di consistenti interventi di rifunzionalizzazione al fine di ridefinire l'organizzazione planimetrica degli ambienti. Stessa tipologia di magistero e materiali sono stati impiegati per la realizzazione di una sopraelevazione (piano secondo) che insiste sul Corpo A nell'immediate adiacenze del corpo Chiesa, come evidenziato nell'immagine seguente e nelle foto storiche di seguito riportate.





Foto storiche del complesso.

Si sottolinea che le opere realizzate e sopra appena tratteggiate, non sempre hanno seguito una corretta logica strutturale, in quanto molte delle pannellature realizzate sono state collocate non in corrispondenza delle murature sottostanti bensì in "falso" rispetto alle stesse. Assolvendo il tal modo prettamente funzione di divisorio per i vari ambienti, tuttavia parte delle stesse sono state dotate in sommità di cordolatura in cemento armato

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

(Corpo B) che si attesta anche sulle murature d'ambito realizzate originariamente in pietrame costituendo di fatto parte dell'impianto strutturale, le stesse membrature di cui sopra inoltre non si presentano sormontate da orizzontamenti.

Le coperture del complesso di cui ci si occupa sono quasi ovunque conformata a falde inclinate, fa eccezione la porzione oggetto di sopraelevazione, dove la copertura stessa è piana.

Le suddette coperture inclinate, si presentano per il corpo A presidiate da capriate lignee, dove gli elementi catene sono dotate di capochiave a paletto in acciaio attestati sulle murature d'ambito, agendo in tal modo come presidio antiribaltamento per le stesse pannellature, l'interasse medio è pari a circa 2.00 metri.



Lo stato di conservazione degli elementi lignei non appare ottimale, sugli stessi elementi tiranti è attestato un tavolato ligneo allo scopo di costituire un (precario) piano di calpestio per l'accessibilità a fini manutentivi del volume tecnico sottotetto.

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Per il corpo B, le strutture di copertura sono realizzate con capriate metalliche con ordito secondario costituito da tavelloni in laterizio sui quali è assicurato il manto di copertura in tegole.

Le suddette membrature metalliche sono quindi attestata sul cordolo perimetrale in cemento armato e tramite lo stesso esercitano per attrito una azione di contenimento antiribaltamento sulle murature d'ambito, la cui efficacia è comunque tutta da verificare.



I piani di calpestio dei vari livelli sono presidiati da diverse tipologie di elementi, essi variano da strutture ad asse curvilineo al piano terra e seminterrato, quali volte a botte (prevalentemente) a strutture a comportamento flessionale quali solai piani con strutture portanti in acciaio e legno.



Tali caratteristiche tecnologiche e geometriche conferiscono ai sensi della normativa vigente la proprietà di impalcati NON RIGIDI per sollecitazioni nel proprio piano.

Al piano terra del corpo A, in corrispondenza delle murature prospicienti il chiostro interno sono state realizzate in accostamento ed in epoca successiva all'impianto delle strutture ad arco con spessore variabile in altezza con funzione di "contrafforte" e quindi di stabilizzare nei confronti di fenomeni di ribaltamento le murature in elevazione.



Tale morfologia e tecniche di realizzazione rendono i predetti presidi efficaci come detto per azioni di ribaltamento delle murature del piano terra, tuttavia non appaiono efficacemente collegate alle strutture originario per azioni agenti nel piano delle stesse, pertanto nella schematizzazione per le verifiche globali dello STATO DI FATTO non si è tenuto conto della loro presenza.

Il dettaglio delle caratteristiche geometriche e tipologiche è riportato nei grafici di rilievo allegato al presente studio.

INQUADRAMENTO TERRITORIALE

L'edificio oggetto della verifica di vulnerabilità sismica è sito nel centro storico del Comune di Vibo Valentia (già Monteleone fino al 1861 e Monteleone di Calabria dal 1861 al 1928), nella zona alta posta ad EST del centro.

Catastalmente l'immobile risulta ubicato al foglio n.33 – particella n.1171

Le coordinate geografiche che individuano il sito dei fabbricati oggetti di verifica sono le seguenti:

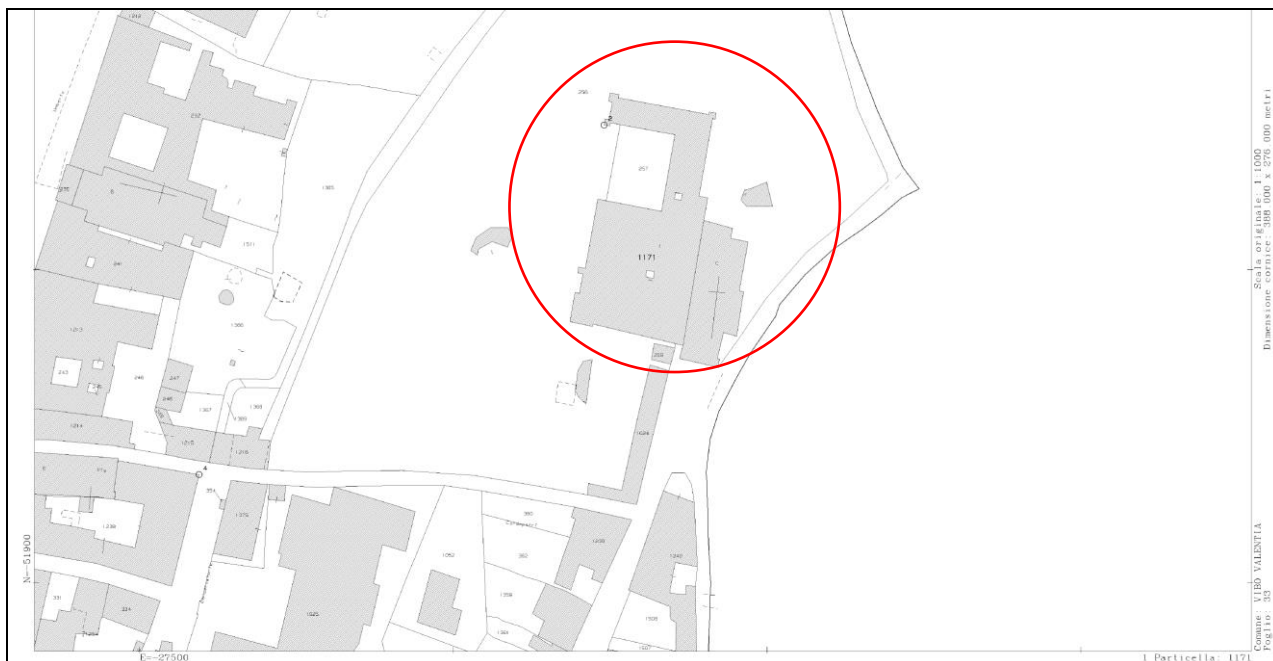
Latitudine (WGS84)	38,67380
Longitudine (WGS84)	16,10782

Latitudine (ED50)	40,74202
Longitudine (ED50)	14,61642

Coordinate piane (ED50 – UTM fuso 32-33):			
X	467614.96 m	EST	FUSO
Y	4510190.64 m	NORD	33T

Valutazione vulnerabilità sismica

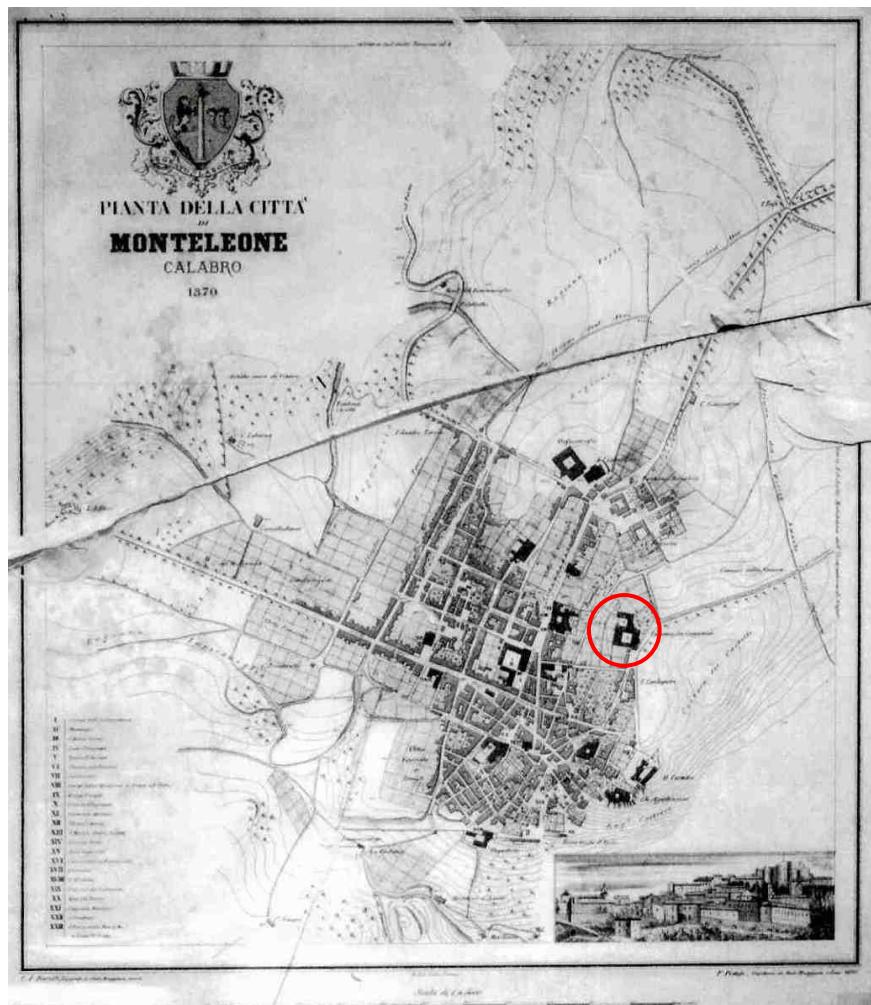
Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione



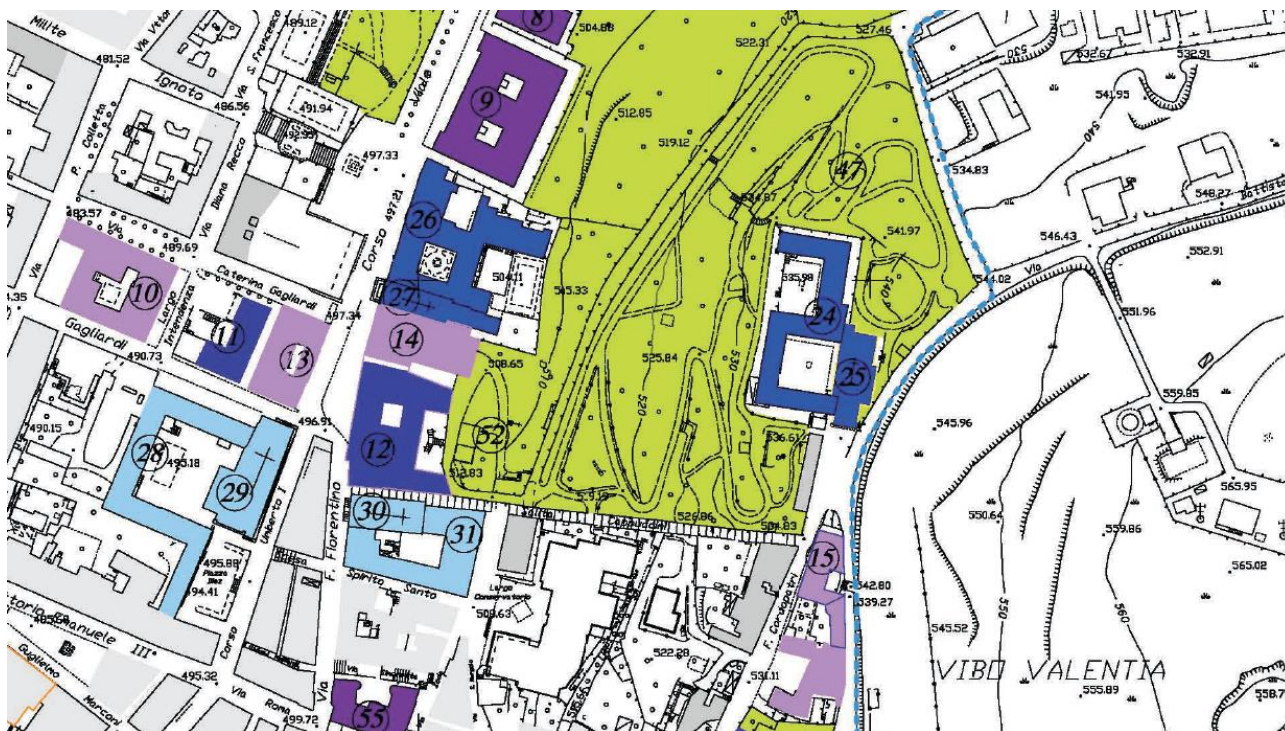
Ubicazione	Via Francesco Cordopatri - 89900 Vibo Valentia
Riferimento catastale	Vibo Valentia: Foglio n.33, p.la n.1171.

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione



Pianta storica della città di Monteleone Calabro (ora Vibo Valentia) con individuazione dell'edificio, 1870













Stralcio del Piano Strutturale Comunale – Stratificazioni storiche Vibo Centro.

24. Convento dei Padri Cappuccini (1631, restaurato e ampliato nel XIX sec.)

25. Chiesa di S. Antonio (ex chiesa di SS. Maria Immacolata – 1631)

LEGENDA

	ANTE XIII SEC.		XVIII SEC.
	ANTE XVI SEC.		XIX SEC.
	XVI SEC.		XX SEC.
	XVII SEC.		LIMITE CITTA' STORICA
	TESSUTO EDILIZIO ESISTENTE ALLA FINE DEL XVII SEC.		TESSUTO EDILIZIO ESISTENTE ALLA META' DEL XIX SEC.

EDIFICI CIVILI/MILITARI DIFENSIVI

- 1 Castello Normanno o dei Principi Pignatelli (XI-XIII sec.) (ampliato e munito di opere di difesa tra il 1230-1290; nel 1805 demolito il secondo piano; restaurato a metà del XIX sec.)
- 2 Arco di Marzotto (ante XIII sec.)
- 3 Porta Conte D'Apice
- 4 Villa Cordopatri (inizi XIX sec.)
- 5 Palazzo Di Francia (fine XVIII inizi XIX sec.)
- 6 Palazzo Stagno D'Alcontres (fine XVIII inizi XIX sec.)
- 7 Nuovo Palazzo degli Uffici Finanziari
- 8 Palazzo Tilocca (1906, sorto sul sito del Teatro Comunale - 1825; ex Chiesa di S. Giuseppe, inizi XVII sec.)
- 9 Palazzo del Tribunale (1936)
- 10 Ex Municipio (fondazione XVIII sec, ampliato successivamente)
- 11 Palazzo Francia (XVIII sec.)
- 12 Palazzo Gagliardi - foresteria (fine XVIII - inizi XIX sec.; facciata del 1912)
- 13 Palazzo Gagliardi - residenza (inizi XIX sec.)
- 14 Palazzo Marzotto (inizi XIX sec.)
- 15 Palazzo Cordopatri (fine XVIII - inizi XIX sec.)
- 16 Palazzo Remei (XVIII sec.)
- 17 Palazzo Capizzi (XVII-XVIII sec. su preesistenza quattrocentesca)
- 18 Palazzo Marzotto (XVII-XVIII sec.)
- 53 Palazzo del Municipio (1939)
- 54 Scuola elementare "Don Giovanni Bosco" (1936)
- 55 Scuola elementare "Edmondo De Amicis" (1938)

GIARDINI E PARCHI STORICI

- 46 Villa Comunale
- 47 Villa Gagliardi
- 48 Giardino di Palazzo Remei
- 49 Fontana Scrimbia
- 50 Giardino di Villa Cordopatri
- 51 Giardino di Palazzo Di Francia
- 52 Giardino di Palazzo Gagliardi

EDIFICI RELIGIOSI

- 19 Complesso del Valentinum (ex convento Padri Domenicani - fondato nel 1455 e ampliato nel 1543)
- 20 Ex chiesa dei Domenicani (1455; chiusa al culto nel 1810)
- 21 Duomo o Chiesa di S. Maria e S. Lucia (sorta tra 1680-1723, su preesistente chiesa del IX-X sec.)
- 22 Ex convento di S. Francesco di Assisi (primo insediamento nel 1284)
- 23 Chiesa del SS. Rosario (riedificata nel 1776 su preesistente chiesa 1284-1337)
- 24 Convento dei Padri Cappuccini (1631, restaurato e ampliato nel XIX sec.)
- 25 Chiesa di S. Antonio (ex chiesa di SS. Maria Immacolata - 1631, su preesistente chiesa del IX-X sec.)
- 26 Ex convento dei padri Francescani Riformati (1666, restauro dal 1811)
- 27 Chiesa di S. Maria degli Angeli (1666, restauro 1853 e rifacimento 1930)
- 28 Ex convento dei Padri Minori Osservanti (1521)
- 29 Chiesa di S. Maria La Nova (1521)
- 30 Ex chiesa dello Spirito Santo (1579, chiusa al culto nel 1946)
- 31 Ex collegio dello Spirito Santo (Conservatorio 1579, restauro 1835)
- 32 Chiesa di S. Maria del Soccorso (1935, su preesistente chiesa del 1563)
- 33 Chiesa di S. Omobono (XVII sec.)
- 34 Ex convento dei padri Agostiniani Calceati (1423)
- 35 Chiesa delle Clarisse (ex chiesa di S. Croce - 1612)
- 36 Ex convento delle Clarisse (ex convento di S. Croce - 1612)
- 37 Ex chiesa di S. Chiara (1594, rimaneggiamenti successivi)
- 38 Ex monastero di S. Chiara (1594, ristrutturato nel XX sec.)
- 39 Chiesa di S. Michele (fondata nel XV sec. e ampliata nel 1521; campanile 1671; ulteriori ampliamenti nel 1701)
- 40 Ex cappella di S. Chiara (XVII-XVIII sec.)
- 41 Chiesa dei padri Gesuiti (metà del XVII sec.; completata nel 1710)
- 42 Ex convento dei padri Gesuiti (metà del XVII sec.)
- 43 Chiesa della Madonna dei Poveri (1839)
- 44 Chiesa del Carmine (1864, su preesistente cinquecentesca)
- 45 Ex convento dei padri Carmelitani (1604, ampliato nel 1834)

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

NORMATIVE DI RIFERIMENTO.

Il calcolo delle sollecitazioni, il dimensionamento e le verifiche di sicurezza delle strutture nei confronti dei carichi verticali e delle azioni sismiche è stato condotto, nel rispetto dei principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni, secondo il metodo semi-probabilistico agli stati limite, ed ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) e della Circolare esplicativa collegata:

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17.01.2018: "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni "Gazzetta Ufficiale", n.08 del 20 febbraio 2018.

Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008 (ove applicabile)

DIRETTIVA DEL PRESIDENTE DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI DEL 9 febbraio 2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008".

REGOLAMENTO REGIONALE DEL 29/11/2016 N. 15 (REGIONE CALABRIA): PROCEDURE PER LA DENUNCIA, IL DEPOSITO E L'AUTORIZZAZIONE DI INTERVENTI DI CARATTERE STRUTTURALE E PER LA PIANIFICAZIONE TERRITORIALE IN PROSPETTIVA SISMICA" DI CUI ALLA LEGGE REGIONALE N. 37 DEL 28 DICEMBRE 2015. (pubblicata sul BURC n. 96 del 31 dicembre 2015)

SISMICITA' DELL'AREA

La relazione geologica è stata redatta dal dott. Geologo Carmine Mazzarotti iscritto al n° 2438 dell'Albo dei Geologi della Regione Campania. Nella relazione è presente lo studio delle **Risposa Sismica Locale** per il sito di interesse, dal quale sono state desunte le caratterizzazioni degli spettri di riferimento per la valutazione sismica cui la presente riferisce e che di seguito si riportano.

AZIONE SISMICA

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: III

Coefficiente d'uso CU = 1.5

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 16.108253

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 38.67411

Tipo di interpolazione: media ponderata ([3] in All.a)

ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.067	2.3	0.28
50	0.091	2.269	0.301
72	0.109	2.28	0.311
101	0.13	2.306	0.32
140	0.153	2.34	0.33
201	0.181	2.36	0.34
475	0.266	2.42	0.367
975	0.358	2.467	0.39
2475	0.508	2.507	0.44

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

ag(TR) = K * TR^α, dove:

K = 0.010445980, α = 0.549987150

amax(g) Fo TC(sec) per i periodi di ritorno secondo Analisi della Risposta Sismica Locale

TR (anni)	Componente orizzontale		Componente verticale	
	a,max (*g)	Fo (sec)	a,max (*g)	Fv (sec)
75	0.233	2.307	0.368	

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

| 712 | 0.668 | 2.465 | 0.368 | | | | |

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.I)

SLE: SLO 81
 SLE: SLD 63
 SLU: SLV 10
 SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato limite	TR (anni)	a,g (*g)	Fo	TC* (sec)	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	Fo
SLO	45	0.085	2.275	0.297	1.200	0.139	0.416	1.940	0.895
SLD	75	0.111	2.283	0.312	1.200	0.144	0.433	2.044	1.027
SLV	712	0.314	2.446	0.380	1.093	0.169	0.507	2.856	1.850
SLC	1462	0.417	2.484	0.411	1.000	0.180	0.540	3.268	2.165

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

a,max Fo TB TC TD per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Analisi della Risposta Sismica Locale

Stato limite	TR (anni)	Componente orizzontale					Componente verticale				
		a,max (*g)	Fo	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	a,max (*g)	Fv	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)
SLO	45	0.178	2.299	0.118	0.354	2.314					
SLD	75	0.233	2.307	0.123	0.368	2.532					
SLV	712	0.668	2.465	0.123	0.368	4.000					
SLC	1462	0.812	2.503	0.131	0.392	4.000					

Suolo:

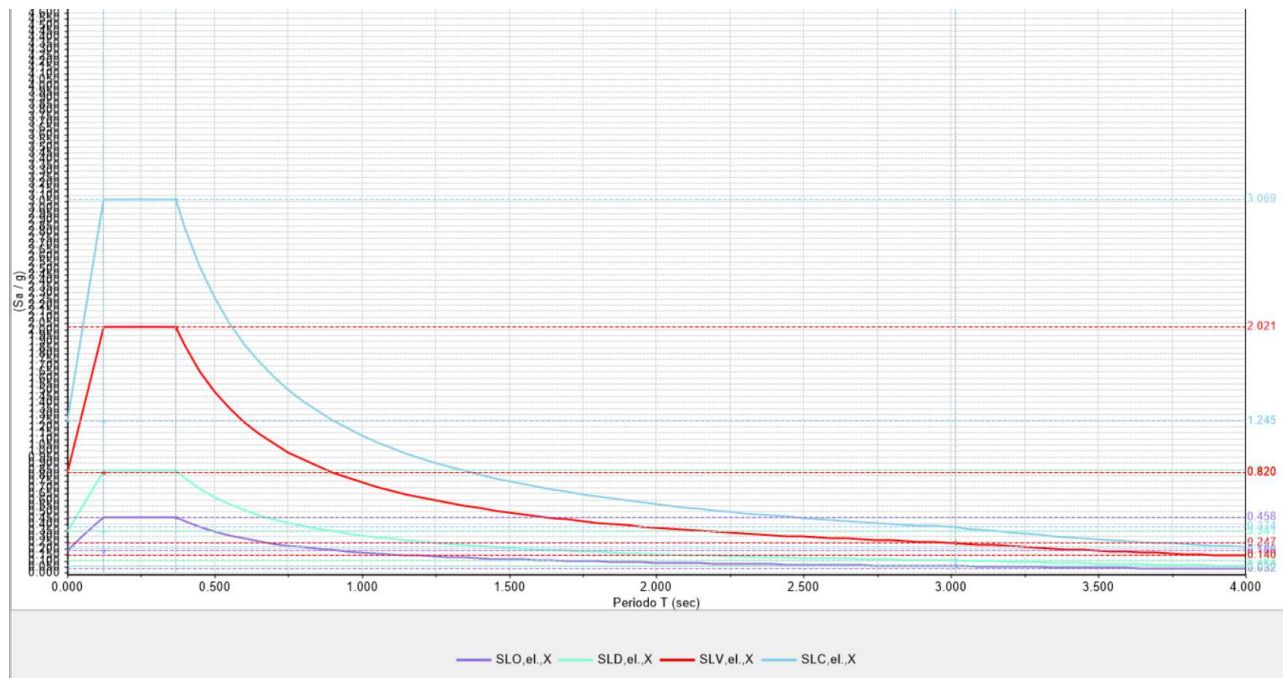
Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1



TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Lo studio geologico formulato dal dott. Geologo Carmine Mazzarotti, iscritto al n° 2438 dell'Albo dei Geologi della Regione Campania, il quale ha indicato che la stratigrafia desunta in sito è costituita come di seguito:

- Terreno vegetale, per uno spessore di circa 1,6 m;
- Argilla localmente sabbiosa, con presenza di frammenti di ciottoli e locali livelli debolmente ghiaiosi di colore marrone chiaro, passante ad argilla con livelli sabbiosi e rari frammenti di ciottoli, poco consistente, fino alla profondità di 5,5 m rispetto al p.c.;
- Argilla sabbiosa, a tratti debolmente ghiaiosa, di colore marrone chiaro, fino alla profondità di circa 10,0 m rispetto al p.c.;
- Sabbia argillosa con presenza di livelli debolmente ghiaiosi di colore marrone, con grado di addensamento medio.

Si segnala, inoltre, il rinvenimento di trovanti di origine sedimentaria in matrice sabbiosa alla profondità compresa tra 10,0 e 12,5 m e tra 28,0 e 29,3 m rispetto al p.c.

La successione stratigrafica sopra riportata dell'area oggetto di studio e delle zone ad essa limitrofe è stata desunta mediante un rilevamento geologico di dettaglio, integrato dalle conoscenze geologiche dell'area, dall'analisi degli affioramenti rinvenibili in loco e dall'esecuzione delle seguenti indagini, tutte ubicate in prossimità dell'area di sedime del nuovo fabbricato in progetto e del fabbricato esistente (vedasi Relazione Geologica:

- N. 1 sondaggi geognostici (prof. 30 m rispetto al p.c.);
- N. 1 prospezione sismica in foro down-hole;
- N. 2 prospezioni sismiche di superficie MASW.
-

Sono state, inoltre, considerate le risultanze delle indagini effettuate per lo studio geologico-tecnico del territorio comunale di Reggio Calabria allegato al Piano Strutturale Comunale.

DESCRIZIONE DELLA CAMPAGNA DI INDAGINI E DI RILIEVI ESEGUITA, DOCUMENTAZIONE ACQUISITA PER LA CONOSCENZA DELLA STRUTTURA ESISTENTE, CON EVIDENZA DEL LIVELLO DI CONOSCENZA ACQUISITO.

E' stata eseguita una campagna di indagini eseguita da laboratorio autorizzato denominato EDIL TEST con sede in Battipaglia, che è consistita nel rilievo geometrico, materico e strutturale dell'edificio, mirata al conseguimento del Livello di Conoscenza Accurata, come definito dalla normativa di settore, quindi

Livello Conoscenza Adeguata: LC3

cui segue l'applicazione di un

Fattore di confidenza: FC= 1,00

Il dettaglio della campagna di prove eseguite è riportato in appositi elaborati del presente studio, in questa sede si riportano i risultati delle prove di martinetto doppio piatto eseguite e che hanno consentito di classificare le murature in sito e la loro caratterizzazione meccanica, al fine di inserirle negli algoritmi di calcolo.

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Elenco delle prove eseguite:

Muratura in pietrame

- n.ro 3 prova con martinetto piatto doppio
- n.ro 3 prove con martinetto singolo

Murature in mattoni semipieni

- n° 1 prove con martinetto doppio
- n° 4 prove su provini di malta

Le indagini eseguite dal laboratorio EDIL TEST hanno inoltre riguardato l'esecuzione delle seguenti prove:

- n.ro 2 prove di carico su solaio
- n.ro 6 ispezioni visive
- n.ro 12 prove endoscopiche
- n.ro 1 carotaggio in muratura
- n.ro 9 prove penetrometriche sulle malte
- n.ro 10 prove durometriche

Ad integrazione delle suddette prove sono state eseguite diffusi saggi nelle murature ed ulteriori endoscopie per la identificazione esaustiva della tipologia di muratura presente ed ulteriori indagini ispettive per la determinazione dei dettagli costruttivi.

CLASSIFICAZIONE DELLE MURATURE ESISTENTI

I saggi eseguiti hanno consentito la classificazione delle murature esistenti e quindi la determinazione delle caratteristiche meccaniche delle stesse con riferimento alle indicazioni di cui al punto C8A.1 della Circolare del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici del febbraio 2009, n. 617 – "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Tuttavia i risultati forniti dalle prove eseguite non rientrano negli intervalli indicati dalla citata circolare, pertanto, i valori medi ottenuti sono stati considerati per la valutazione di progetto delle caratteristiche meccaniche cui si è applicato il Fattore di Confidenza di cui sopra. Si ha pertanto:

Muratura in pietrame disordinato:

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	675	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	193	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_m	1.053	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{tm}	0.105	N/mm ²
Resistenza media a taglio	τ_0	0.020	N/mm ²
Resistenza media a compressione orizzontale	f_{hm}	0.525	N/mm ²

Murature in laterizi listellati

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	3565	N/mm ²
Modulo di elasticità tangenziale	G	921	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_m	1.980	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{tm}	0.198	N/mm ²
Resistenza media a taglio	τ_0	0.059	N/mm ²
Resistenza media a compressione orizzontale	f_{hm}	0.990	N/mm ²

DESCRIZIONE DELLO STATO DI FATTO - FATTORI DI VULNERABILITA' SISMICA

Il complesso strutturale soddisfa le seguenti:

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2]

Dalle condizioni controllate, l'edificio risulta:

- **NON REGOLARE IN PIANTA**
- **NON REGOLARE IN ALTEZZA**

STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Lo spartito strutturale prevede una variabilità geometrica degli elementi resistenti, con snellezze anche molto diverse fra di loro, la conformazione geometrica in pianta caratterizzata da un elevato rapporto fra le dimensioni in pianta del rettangolo che inscrive la struttura determina forti eccentricità delle azioni sismiche rispetto ai baricentri delle masse, tuttavia l'assenza di impalcati rigidi per azioni nel proprio piano mitiga tale effetto.

Tale condizione, ossia l'assenza di piani rigidi che siano in grado di conseguire una ripartizione delle azioni sismiche in base alle rigidezza degli elementi verticali portanti, consente, secondo le indicazioni fornite dal quadro normativo (punto 8.7.1 NTC 2018) e confermata anche dalla Direttiva del 2011 relativa allo studio di strutture rientranti nel patrimonio architettonico soggetto a regime di vincolo, lo studio del comportamento globale del complesso strutturale, procedendo a partire dalla individuazione di unità strutturali cui segue una schematizzazione in macromodelli con caratteristiche "omogenee".

Appunto con tale approccio che si è proceduto nella analisi del comportamento nei confronti delle azioni sismiche, individuando sottostrutture tridimensionali e quindi considerando la interazione con la restante porzione della struttura, determinando i carichi che essa esercita sul modello che si è elaborato di volta in volta. Nello specifico sono stati individuati tre modelli adiacenti e connessi reciprocamente e che nel prosieguo sono stati denominati corpo A, B (vedi immagini seguenti).

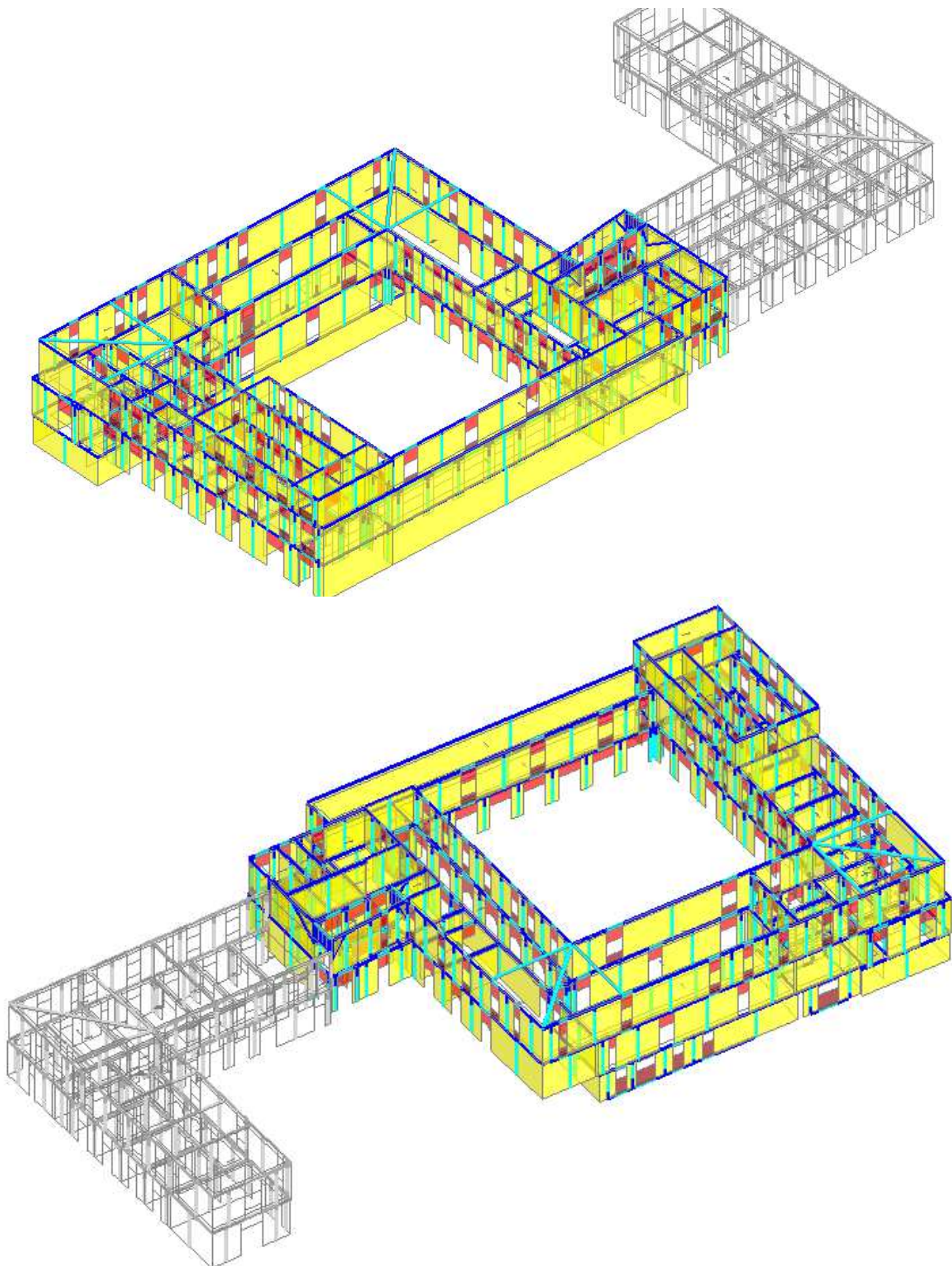


Figura 1. Schematizzazione tridimensionale Corpo A.

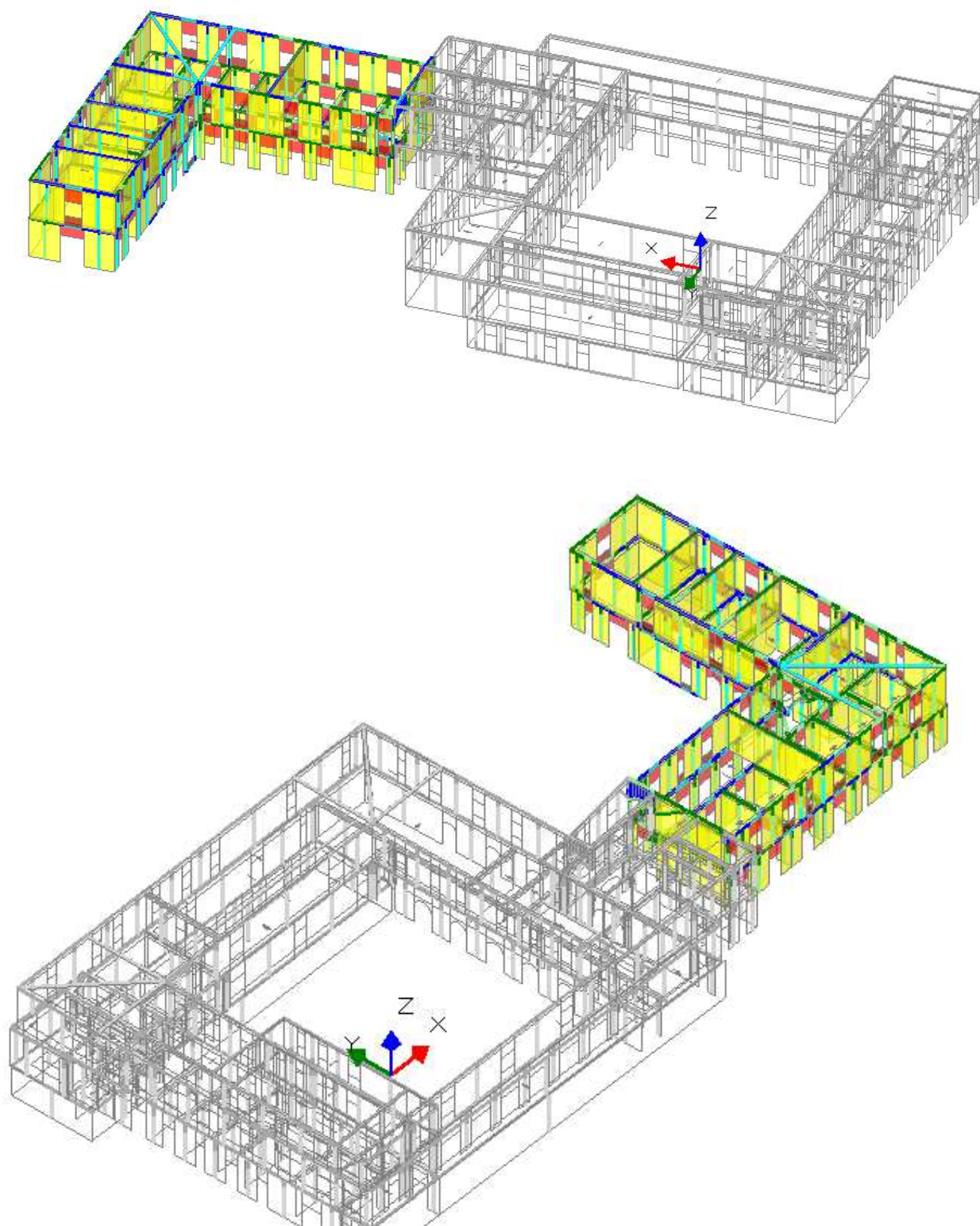


Figura 5. Schematizzazione tridimensionale Corpo B.

ORIZZONTAMENTI

Gli orizzontamenti sopra brevemente descritti variano da volte a botte, a crociera e a padiglione a soli piano terra, solai in acciaio e laterizi ed a luoghi in legno, fino a strutture lignee per le falde di copertura.

Tali caratteristiche non conferiscono la proprietà di rigidità nei confronti di azioni nel piano stesso gli impalcati, pertanto **considerando le indicazioni di cui al punto 7.2.6, gli impalcati sono stati schematizzati come NON RIGIDI nel loro piano.**

SISTEMA FONDALE

Le fondazioni sono di tipo diretto e realizzate, in muratura delle stesse caratteristiche reologiche delle pannellature in elevazione, lo spessore è pari a quello delle murature in elevazione.

CORDOLI DI PIANO

Non sono presenti cordoli di piano fa eccezione una porzione del corpo B, dove è stata realizzata una cordolatura non estesa per l'intero spessore delle murature a fine di ancorare la copertura a strutture metalliche sulle stesse pannellature.

DESCRIZIONE DEL DANNO – VULNERABILITÀ.

Lo stato dei luoghi non è caratterizzato da pleiadi fessurative che interessano le strutture in elevazione, così come non se ne ravvisano imputabili a cedimenti verticali del piano fondale.

Da quanto sopra descritto, possono essere sintetizzati i seguenti fattori di vulnerabilità strutturale, sia nei confronti delle sollecitazioni statiche che in presenza dei cimenti di tipo sismico.

- irregolarità in pianta ed in elevazione
- snellezze elevate dei setti murari
- presenza di elementi spingenti quali strutture voltate
- utilizzo di materiali di scarsa qualità per la realizzazione di murature in laterizi, le quali si presentano anche di spessore esiguo, inoltre le stesse in ampie porzioni del primo piano sono caratterizzate dalla assoluta assenza di carichi in sommità, rendendo le stesse particolarmente vulnerabili nei confronti delle azioni di pressoflessione ortogonale, oltre che di taglio nel proprio piano.
- Presenza in maniera diffusa di pannelli murari, sempre in laterizio disposti in "falso" rispetto alle strutture murarie sottostanti, tali elementi si presentano pertanto come elementi secondari rispetto alle funzioni strutturali delle murature portanti, tuttavia costituiscono di per se un fattore di vulnerabilità sismica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLD e SLO), cui il complesso monumentale di cui ci si occupa deve soddisfare data la sua classificazione come opera strategica.

ANALISI DEI CARICHI

SOLAI DI PIANO IN LATERIZIO E VOLTINE DI LATERIZI

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Carico 1	2.42
Carico 2	4.10
Carico 3	4.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.C

SOLAI DI PIANO IN LATERIZIO E TAVELLONI DI LATERIZI

Carico 1	2.42
Carico 2	3.10
Carico 3	3.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.C

VOLTE IN PIETRAMA

Carico 1	8.00
Carico 2	3.80
Carico 3	3.00
Carico 3 (CCE)	Variabile Cat.B

COPERTURA LIGNEA

Carico 1	1.50
Carico 2	0.50
Carico 3	1.00
Carico 3 (CCE)	Neve

COPERTURA METALLICA

Carico 1	1.20
Carico 2	0.50
Carico 3	1.00
Carico 3 (CCE)	Neve

AZIONE SISMICA E FATTORE DI STRUTTURA

Il progetto degli elementi strutturali viene effettuato con riferimento alle sollecitazioni prodotte dai carichi verticali e dalle azioni sismiche valutate secondo la recente normativa sismica (*Norme Tecniche per le*

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Costruzioni, D.M. 17 gennaio 2018) con periodo di riferimento dell'azione sismica determinati per Classe d'uso III in base allo studio delle Risposta Sismica Locale di cui si è detto in precedenza.

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al sisma si utilizza per l'analisi dinamica modale con spettro di risposta assegnato; lo spettro di risposta di progetto è definito assumendo un fattore di struttura determinato mediante analisi statica non lineare (pushover) con il limite di $\alpha_e/\alpha_1 < 1.5$ come prescritto dalla NTC2018 per cui il valore assunto è pari a $q = 2.25$ relativo a strutture non regolari.

DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE ESEGUITE.

L'analisi del complesso edilizio è stata eseguita come prescritto dalla normativa vigente.

DESCRIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

La schematizzazione del funzionamento strutturale con i presupposti di cui sopra, è stata eseguita riconducendo la fabbrica muraria in un modello a "telaio equivalente" tridimensionale risolto quindi con il metodo agli elementi finiti, a sua volta ottenuto assemblando un insieme di telai piani orditi lungo le due direzioni principali e costituiti da elementi monodimensionali verticali (maschi) ed orizzontali (fasce), fra loro collegati nei nodi. Questi ultimi sono considerati infinitamente rigidi e resistenti e quindi modellati introducendo dei tratti infinitamente rigidi alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Tali tratti rigidi (link) sono diversamente definiti nei due piani di inflessione, complanare e ortogonale della parete; infatti, mentre per azioni complanari si considera l'irrigidimento di nodo corrispondente alle zone di intersezione maschio/fascia, per azioni ortogonali si adotta una altezza efficace (parte deformabile) pari all'altezza libera di interpiano.

Per gli elementi orizzontali (fasce di piano) le verifiche da eseguire presuppongono una capacità di tali elementi ad esplicare una resistenza a trazione, ciò grazie alla presenza di architravi e/o altri elementi, capacità che è stata confermata dalle risultanze della campagna di indagini eseguita e di cui si tratta in apposito elaborato.

Vi sono numerosi vantaggi nell'adozione del metodo con elementi monodimensionali: è pur vero che la muratura è formata da strutture a sviluppo superficiale, ma la modellazione bidimensionale è molto impegnativa dal punto di vista computazionale.

Inoltre, tale modellazione richiede algoritmi ad elementi finiti in grado di tener conto della non linearità del materiale e della non resistenza a trazione, caratteristiche di analisi molto più agevolmente implementate nel modello semplificato a telaio.

In aggiunta si consideri che tutte le verifiche di resistenza vengono svolte integrando le tensioni sulla sezione trasversale della parete (per ottenere sforzo normale, taglio e momento flettente) e quindi di fatto ci si riconduce a caratteristiche della sollecitazione che nel modello a telaio sono invece direttamente fornite dall'analisi.

Ma l'osservazione più importante consiste nella possibile illusione di risultati più precisi con modelli più sofisticati, in effetti, il problema della schematizzazione della muratura è legato alla conoscenza corretta dei parametri meccanici in gioco, oltre che dalle situazioni di geometria, vincoli e carichi; e soprattutto per gli edifici esistenti può essere fuorviante associare modelli troppo accurati a parametri incerti.

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Per tutti questi motivi, il modello a telaio equivalente è visto favorevolmente anche dalla più recenti indicazioni normative.

VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE IN FASE STATICA.

Le elaborazioni eseguite considerando la presenza dei soli carichi verticali, sono state eseguite con riferimento al punto 4.5.5 delle NTC 2018 adottando una analisi statica non sismica.

VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO GLOBALE IN FASE SISMICA.

Il comportamento delle murature può essere sostanzialmente suddiviso in due categorie a seconda della giacitura delle sollecitazioni rispetto al piano di appartenenza degli elementi resistenti, si ha quindi un comportamento per sollecitazioni giacenti nel piano e un altro per sollecitazioni ortogonali allo spetto pieno.

Con riferimento alla prima categoria, si è optato per una valutazione in campo elastico non lineare al fine di considerare il comportamento delle membrature murarie oltre il limite elastico. Quest'ultimo avrebbe costituito una forte limitazione rispetto al reale comportamento delle strutture.

Nel secondo caso si è optato, come già detto in altro punto della presente, per la suddivisione in sottosistemi strutturali dell'estesissimo scheletrato strutturale, tale assunto è ancora più opportuno considerando il fatto che sia la geometria sia la assenza di orizzontamenti rigidi nel proprio piano, non conferiscono un comportamento di tipo rigido degli orizzontamenti stessi.

Si ha quindi:

- verifiche software PCM - AEDES (analisi statica non lineare - verifiche nel piano dei pannelli

analisi dinamica modale per verifiche a presso flessione ortogonale fuori del piano dei pannelli)

Le attività di indagini unitamente a saggi visivi eseguiti, hanno consentito di acquisire un LIVELLO DI CONOSCENZA ACCURATA – LC3, il che ha consentito di elaborare le verifiche sulle murature adottando un Fattore di Confidenza – FC= 1,00.

Sono state eseguite e consegnate in appositi elaborati le **Verifiche globali sia nello stato di fatto che nella configurazione relativa alla proposta di miglioramento** ricorrendo a due procedure di analisi diversificate, in particolare:

- ANALISI STATICA NON LINEARE (PUSHOVER), al fine di valutare il comportamento delle membrature strutturali nel proprio piano e quindi alla verifica di compatibilità degli spostamenti,
- ANALISI DINAMICA MODALE con fattore di struttura pari $q= 2.25$ come indicato dalla norma relativamente a strutture non regolari, volta alla valutazione del comportamento nei confronti di sollecitazioni ortogonali alla giacitura dei pannelli stessi (verifiche a pressoflessione ortogonale)

L'**analisi pushover** è finalizzata a cogliere il comportamento delle membrature nel piano di giacitura delle stesse nei confronti dei diversi stati limiti che la norma indica come condizioni da soddisfare:

- allo stato limite ultimo SLV: **Resistenza e Deformazione nel piano** del pannello; i due risultati assumono valori uguali in quanto i due aspetti non sono scindibili: essi derivano dall'elaborazione della curva di capacità, che riassume il

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

comportamento 'globale' della struttura, trasformata in oscillatore monodimensionale bilineare (elastoplastico) equivalente, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite ultimo;

- agli stati limite di esercizio (SLO e SLD): **Deformazione di danno**, utilizzato ai fini della definizione della domanda e del confronto con la capacità allo stato limite di esercizio (SLO o SLD).

Per gli altri aspetti: **Resistenza fuori piano** si fa riferimento **all'analisi dinamica modale** con fattore q che dovrà essere stato assunto coincidente con il fattore di struttura determinato in analisi pushover.

L'analisi pushover elabora una serie di curve, determinata dalle direzioni X e Y, dai versi + -, dalla presenza del momento torcente, e dal tipo di distribuzione di forze in elevazione, secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo. Fra tutte le curve elaborate, i risultati dell'analisi pushover (capacità in termini di PGA e TR, e corrispondente fattore di struttura q) sono riferiti alla curva con risultati più sfavorevoli.

I parametri completi relativi al modello dell'edificio sono riportati nella descrizione dei dati.

Le **Verifiche di Deformazione** (verifiche degli Spostamenti), secondo §7.3.7.2, devono essere eseguite: in **SLD**: per tutte le costruzioni; in **SLO**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**.

Per gli edifici esistenti, seguendo **§8.3**, è possibile che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi possano essere eseguiti con riferimento ai soli stati limite ultimi (per la muratura: SLV); nel caso in cui, invece, si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio (SLO e SLD), i relativi livelli di prestazione potranno essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente. In altre parole, è possibile che le verifiche di deformazione a SLO e SLD siano ignorate.

In ogni caso, PCM svolge le verifiche di deformazione a SLO e SLD per edifici esistenti adottando i medesimi criteri relativi ai nuovi edifici (specificati in §7.3.7.2).

Le **Verifiche di Resistenza** devono essere eseguite: in **SLV**: per tutte le costruzioni [per gli edifici in muratura, si assume che la verifica a SLV implichi anche la verifica allo stato limite ultimo SLC (Stato Limite di Collasso SLC, §C8.7.1.1)]; in **SLD**: per le **costruzioni di Classe d'uso III e IV**, secondo §7.3.7.1.

L'**Indicatore di rischio**, consistente nel rapporto tra Capacità e Domanda, costituisce il risultato in sintesi dell'analisi sismica dell'edificio. Per tutti gli stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV), esso può essere espresso sia in termini di PGA che di T_R ; i due valori non sono uguali data la non linearità del legame fra PGA e T_R , ma in ogni caso sono contemporaneamente maggiori o minori di 1. Il risultato coincide con il minimo indicatore di rischio fra tutte le verifiche eseguite per lo Stato Limite considerato.

In particolare:

- Per **SLO**, le verifiche sono solo per spostamenti ed il risultato può non essere considerato per costruzioni di Classe I e II.
- Per **SLD**: per costruzioni di Classe III e IV, il valore minimo dell'indicatore è valutato sulle verifiche sia per spostamenti sia per resistenza, mentre per le altre costruzioni (Classe I e II) è valutato solo sulle verifiche per spostamenti, ignorando i risultati delle verifiche a SLD per resistenza. In ogni caso, quindi, il valore dell'indicatore α_D dovrà essere sempre considerato.
- Per **SLV**, le verifiche sono solo per resistenza ed il risultato dovrà essere sempre considerato, qualunque sia la Classe della costruzione.

Per un Edificio Esistente sottoposto ad Adeguamento, l'Indicatore di rischio deve essere ≥ 1.000 : in tal caso infatti la struttura ha il livello di sicurezza previsto dal D.M.14.1.2008. Per un Edificio Esistente sottoposto ad un'analisi di vulnerabilità sismica nel suo Stato Attuale (oppure, per un edificio esistente danneggiato di cui si sta esaminando lo Stato prima dell'intervento, inteso come Stato Pre-sisma), l'Indicatore di rischio (che può essere < 1.000) caratterizza la sua capacità antisismica.

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

La **completezza dei risultati** è assicurata nei seguenti casi:

- a) Analisi lineare (statica o dinamica): si è eseguita l'analisi; il fattore q può essere tratto dalla Normativa (senza quindi la necessità di un'analisi pushover);
- b) Analisi pushover: si è eseguita l'analisi; si è quindi eseguita un'analisi lineare (statica o dinamica) utilizzando, per le verifiche allo stato limite ultimo, il fattore q calcolato in analisi pushover;

VERIFICHE DEL COMPORTAMENTO LOCALE.

Si è eseguita l'analisi cinematica lineare: si è eseguita la verifica di formazione dei meccanismi locali di danno mediante analisi cinematica lineare basata sulla teoria dei macroelementi rigidi

ANALISI DELLO STATO DI FATTO. SINTESI DEI RISULTATI

Le elaborazioni eseguite sono restituite nel dettaglio nei seguenti elaborati di calcolo:

- RT.01_Analisi statica per carichi verticali
- RT.02 – Corpo A – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- RT.03 – Corpo B – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- RT.04_Analisi cinematica - verifica meccanismi locali

I risultati ottenuti, hanno consentita la determinazione degli Indicatori di Rischio Sismico per ognuno delle sottostrutture individuate, nel seguito si riportano per ognuna di esse tali valori procedendo quindi alla individuazione dei valori minimi che saranno quelli che classificheranno la vulnerabilità sismica dell'intero edificio.

La struttura del fabbricato esistente, nella configurazione dello STATO DI FATTO, presenta diversi fattori di vulnerabilità sismica, che vanno dalla conformazione in pianta, all'organizzazione delle masse resistenti (dislocazione planimetrica e snellezza), tali caratteristiche sono derivate anche dai rimaneggiamenti e interventi che le strutture hanno subito, sia per esigenze funzionali, sia, evidentemente, a seguito di danneggiamenti da precedenti eventi sismici.

Le analisi condotte per sottostrutture hanno determinato i seguenti valori degli Indicatori di Rischio sismico determinati per ciascuno dei sottosistemi strutturali considerati.

Corpo A – ANALISI GLOBALE

Comportamento	ζ_E (PGAC/PGAD)
SLD: Resistenza fuori piano	0.132
SLD: Resistenza nel piano	0.132
SLV: Resistenza fuori piano	0.152
SLV: Resistenza nel piano	0.152
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.167

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Corpo B - ANALISI GLOBALE

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLD: Resistenza fuori piano	0.138
SLD: Resistenza nel piano	0.138
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.172
SLV: Resistenza fuori piano	0.174
SLV: Resistenza nel piano	0.174

ANALISI MECCANISMI LOCALI

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLD: Cinematismo	0.290
SLV: Cinematismo	0.241

L'involuppo dei valori minimi di cui alle precedenti tabellazioni restituisce i valori degli Indicatori di rischio sismico per l'intero fabbricato e che sono riassunti nella seguente tabella:

INVILUPPO DEI RISULTATI "EX CONVENTO S. ANTONIO" IN VIBO VALENTIA

Comportamento	ζ_E
SLD: Cinematismo	0.290
SLV: Cinematismo	0.241
SLD: Resistenza fuori piano	0.132
SLD: Resistenza nel piano	0.132
SLV: Resistenza fuori piano	0.174
SLV: Resistenza nel piano	0.174
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.167

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

VERIFICHE GEOTECNICHE

Con riferimento al punto 6.3.9 della Direttiva PCM 09/02/2011 si omettono le verifiche in fondazione in quanto sono verificate le seguenti condizioni:

- Non sono presenti significativi dissesti attribuibili a cedimenti di fondazione ne' quest'ultimi si sono verificati in passato;
- Gli interventi progettati non comportano alterazioni dello schema statico del fabbricato;
- Non vi sono rilevanti modifiche alle sollecitazioni in fondazione.

PROPOSTA DI MIGLIORAMENTO.

DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Lo stato dei luoghi non è caratterizzato da pleiadi fessurative che interessano le strutture in elevazione, così come non se ne ravvisano imputabili a cedimenti verticali del piano fondale.

Da quanto sopra descritto, possono essere sintetizzati i seguenti fattori di vulnerabilità strutturale, sia nei confronti delle sollecitazioni statiche che in presenza dei cimenti di tipo sismico.

- irregolarità in pianta ed in elevazione;
- snellezze elevate dei setti murari;
- presenza di elementi spingenti quali strutture voltate;
- scadente qualità della muratura storica di base in pietrame disordinato e con corsi irregolari e costituita da elementi di pietra tenera male intessuta;
- utilizzo di materiali di scarsa qualità per la realizzazione di murature in laterizi, le quali si presentano anche di spessore esiguo, inoltre le stesse in ampie porzioni del primo piano sono caratterizzate dalla assoluta assenza di carichi in sommità, rendendo le stesse particolarmente vulnerabili nei confronti delle azioni di pressoflessione ortogonale, oltre che di taglio nel proprio piano.
- Presenza in maniera diffusa di pannelli murari, sempre in laterizio disposti in "falso" rispetto alle strutture murarie sottostanti, tali elementi si presentano pertanto come elementi secondari rispetto alle funzioni strutturali delle murature portanti, tuttavia costituiscono di per se un fattore di vulnerabilità sismica nei confronti degli stati limite di esercizio (SLD e SLO), cui il complesso monumentale di cui ci si occupa deve soddisfare data la sua classificazione come opera strategica.
- Rimaneggiamenti dell'impianto originario, che hanno determinato dei "vulnus" strutturali per estese aree, soprattutto al piano primo, dove si riscontrano forti carenze di elementi murari orditi in senso ortogonale alle pannellature perimetrali della scatola muraria.

Premesso quanto sopra, le risultanze ottenute dallo studio della vulnerabilità hanno restituito una sistemica vulnerabilità del fabbricato nei confronti del sisma di progetto (determinato con RSL del sito in esame) e ciò, sia per caratteristiche morfologiche, reologiche (qualità muraria), sia per i diffusi rimaneggiamenti che l'impianto ha subito (vedi contrafforti), sia per gli interventi di sopraelevazione eseguiti con materiali di scarsa qualità ed esiguo spessore,

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

ed infine per la originaria impostazione dello scheletrato strutturale che è fortemente irregolare sia in pianta che in altezza e caratterizzato dalla assenza di impalcati rigidi e da una efficace interconnessione fra i pannelli murari il tutto a discapito del comportamento "scatolare" indispensabile in fase sismica.

Per tutto quanto sopra e, considerato inoltre il quadro normativo vigente e quindi il regime vincolistico sussistente, nonché l'interconnessione con l'edificio destinato al culto non ricompreso nella area di intervento e a sua volta sottoposto a tutela e preso atto che l'entità degli interventi da eseguirsi al fine di conseguire il pieno rispetto dei requisiti di sicurezza nei confronti delle sollecitazioni sismiche prevedibili per Classe d'uso III, avrebbero dovuto interessare in maniera estesa e sistematica l'intero complesso strutturale e, quindi sia le murature esistenti sotto il profilo delle caratteristiche meccaniche, sia l'impianto strutturale nel suo insieme, con notevoli reintegrazioni murarie e modifiche dello stesso schema strutturale complessivo (compresa l'adiacente chiesa)

Tutto quanto sopra con pesantissime ricadute sotto il profilo economico, ma anche, e forse soprattutto, contrastando con i principi di tutela e conservazione del bene (che si ribadisce è soggetto a vincolo). Quindi ci si è orientati alla elaborazione di una proposta di interventi volta al conseguimento del MIGLIORAMENTO SISMICO della struttura in esame, che come detto in fase di premessa si intende conseguito per un valore degli indicatori di rischio sismico pari a $\zeta_E = 0.40$.

La elaborazione della proposta di miglioramento è ovviamente mirata alla eliminazione dei "vulnus" strutturali, rappresentati sia dalla carenza di elementi resistenti quali tiranti in acciaio e/o pareti di controventatura, sia alla carenza degli elementi resistenti nei confronti delle sollecitazioni, aspetto di fondamentale importanza riveste la presenza, segnalata in precedenza, di elementi murari "in falso" .

Premesso quanto sopra descritto in sintesi, le proposte progettuali sotto il profilo strutturali, saranno orientate verso i seguenti obiettivi:

- **Ricomposizione dello scheletrato strutturale originario:** si propone la eliminazione delle pannellature murarie realizzate in epoca recente e disposte "in falso" rispetto alle murature del livello sottostante e che "scaricano" sul sistema di volte del piano terra. Tale configurazione ha determinato una amplificazione del danno derivante dall'azione sismica. Si procederà quindi alla realizzazione di pannelli murari in mattoni pieni da impostare in corrispondenza delle murature esistenti ai livelli sottostanti.
- Demolizione della sopraelevazione (piano secondo) che insiste sul Corpo A nell'immediate adiacenze del corpo Chiesa con ricostruzione della copertura di tale porzione, nella sua forma originaria.
- **Realizzazione di un sistema di tiranti in acciaio:** si propone la realizzazione di un sistema di tiranti metallici da collocare in corrispondenza dei livelli degli orizzontamenti presenti, anche con la collocazione al di sotto del piano al finito dei pavimenti del primo piano ed in sommità delle murature del primo piano, anche in considerazione. A tali presidi è affidata la funzione di scongiurare la formazione di meccanismi locali di ribaltamento fuori del piano delle murature d'ambito, esso costituisce uno dei "vulnus" principali che la componente strutturale presenta e che si è diffusamente palesato soprattutto in corrispondenza delle murature del primo livello. I tiranti saranno disposti

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

anche in sommità delle murature del primo piano data la indeterminatezza dell'efficacia del collegamento dei cordoli ove esistenti (corpo B) e delle capriate lignee (corpo A)

- **Rinforzo delle murature in pietrame (Corpo A) e delle murature in mattoni in laterizio listellati - vedi particolare tipologico 1:**
 - scarnificazione profonda (6/8 cm) della malta esistente e ristilatura dei giunti di malta con contestuale rincocciatura (per le murature in pietrame) mediante impiego di scaglie di mattoni e pietrame;
 - posa di fasce in fibre di acciaio inox ordite con passo pari a 500 mm sia in direzione verticale che orizzontale da applicare con matrice a base inorganica.
- **Connessione dei sistemi di contrafforti esistenti alle murature originarie – vedi particolare tipologico 3:** mediante l'inserimento di diatoni artificiali. La tecnologia di realizzazione, denominata "diatonos", elaborata e testata dal prof. Borri dell'Università di Perugia, prevede l'inserimento di barre in acciaio inox in perforazioni da realizzare con utensili a sola rotazione e quindi la iniezione a bassa pressione di malta a base calce, il tutto sarà contenuto in calze di tessuto non tessuto, onde evitare la dispersione della malta nell'ambito delle murature e favorire l'ingranamento con la muratura. La procedura di realizzazione prevede l'applicazione di una sollecitazione di pretensione in direzione trasversale alle murature da applicare mediante appositi martinetti prima della fase di iniezione della malta. L'intero sistema sarà a scomparsa in quanto collocato completamente sotto gli strati di finitura. Il presidio sopra brevemente descritto prevede la realizzazione di un diatono ogni 3 – 4 m² di superficie di paramento, in funzione dello spessore dei muri esistenti cui andranno applicati gli stessi.
- **Riparazione murature mediante magistero di scuci e cucì**
- **Interventi di riparazione, sostituzione e adeguamento delle strutture lignee.**
- **Cerchiatura delle aperture al piano terra mediante inserimento di telai chiusi costituiti da n° 2 profili HEA 160 accoppiati.**

SINTESI DEI RISULTATI

Come illustrato di seguito le opere previste nella presente proposta determinano i seguenti valori degli Indicatori di Rischio Sismico, tali valori sono tratti dalle elaborazioni rassegnati in dettaglio nei seguenti elaborati:

- RC.05 - Corpo A1 – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- RC.06 - Corpo A2 – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- RC.07 - Corpo A3 – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- RC.08 - Corpo B – Analisi globale di vulnerabilità sismica

Valutazione vulnerabilità sismica

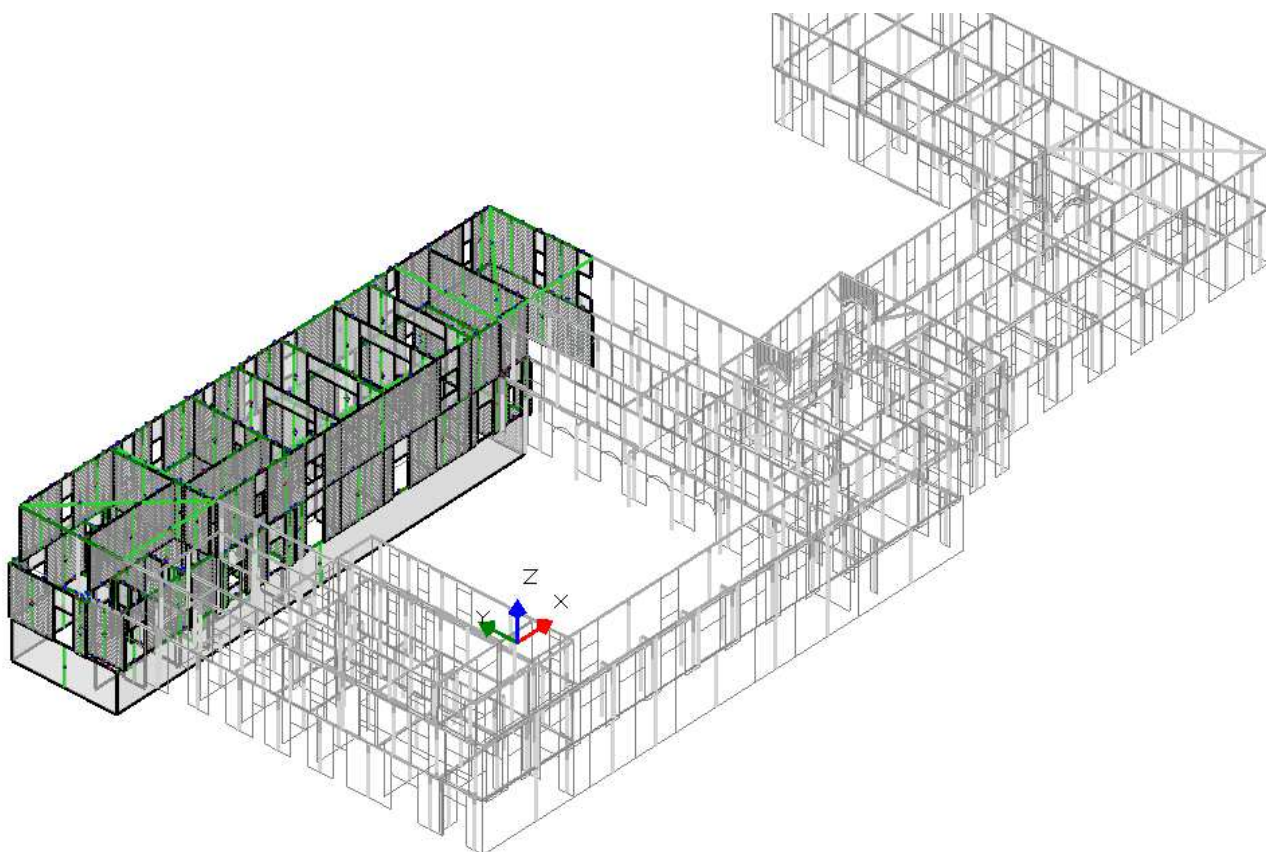
Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

- RC.09 - Analisi cinematica - verifica meccanismi locali

Si specifica, che ragioni connesse alle modalità e tempi di elaborazioni il Corpo A è stato a sua volta "discretizzato" in tre sottosistemi strutturali (A1 – A2 – A3), tale procedura, come già detto in altro punto del presente studio è reso possibile data presenza di orizzontamenti a comportamento NON RIGIDO NEL PIANO.

Si ha pertanto:

Corpo A1 – ANALISI GLOBALE



Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.677
SLV: Resistenza nel piano	0.677
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.695

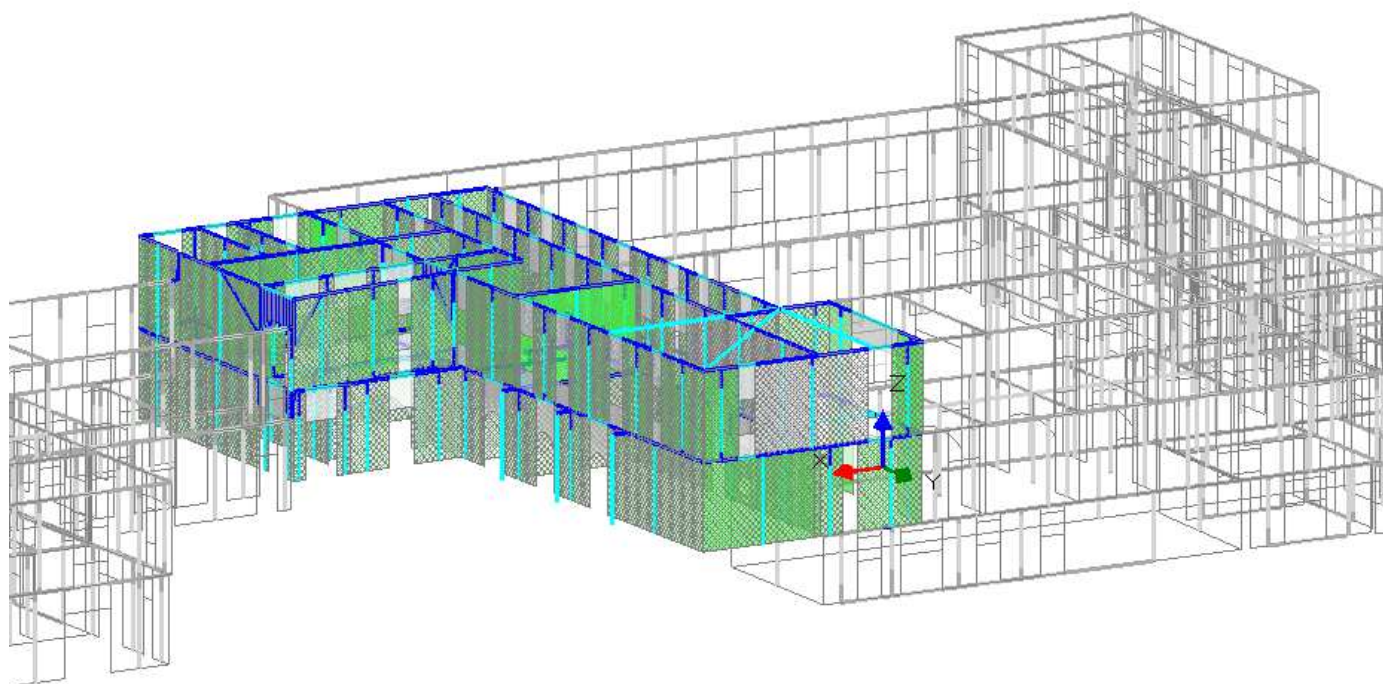
Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Corpo A2 – ANALISI GLOBALE

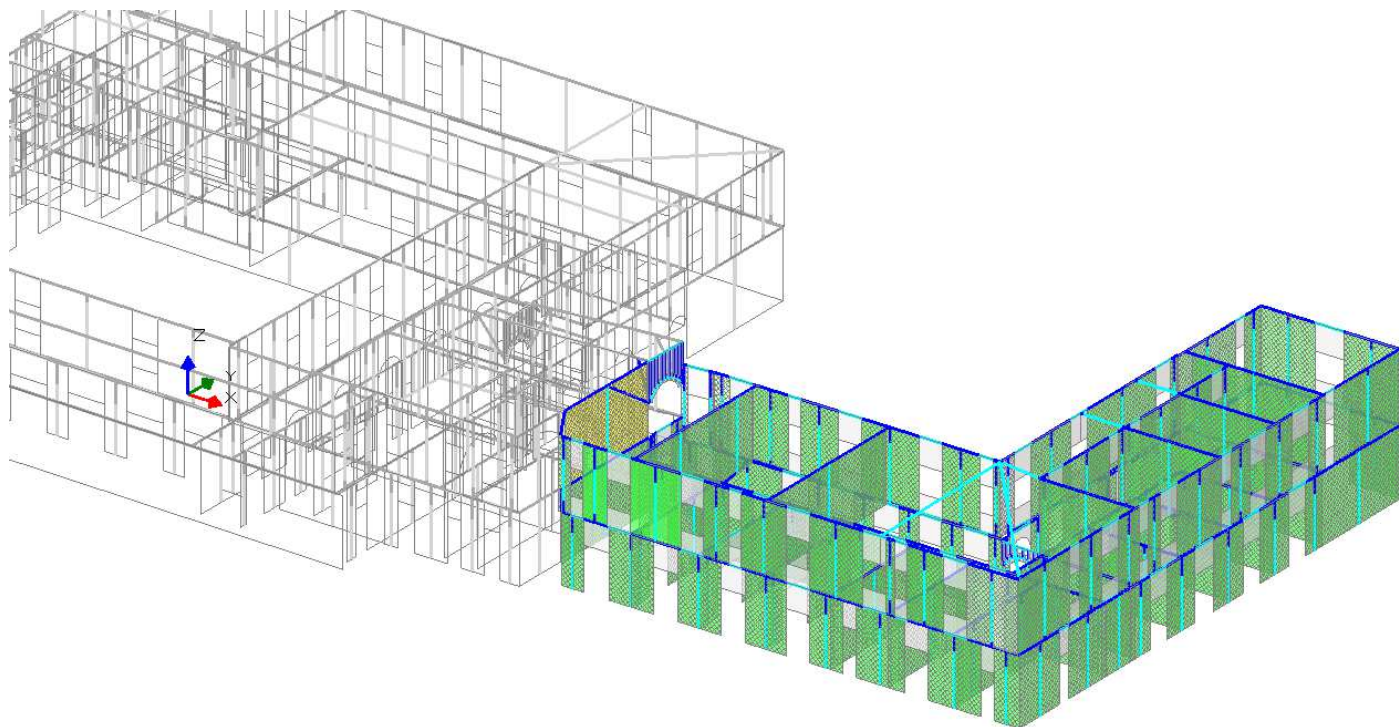
Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.410
SLV: Resistenza nel piano	0.410
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.622

Corpo A3 – ANALISI GLOBALE



Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.865
SLV: Resistenza nel piano	0.659
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.862

Corpo B – ANALISI GLOBALE



Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.772
SLV: Resistenza nel piano	0.772
SLO: Rigidezza (spostamenti)	1.726

ANALISI MECCANISMI LOCALI

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Cinematismo	0.929

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI PER IL MIGLIORAMENTO

Nuove murature in mattoni pieni

Proprietà meccaniche	
w	18.00
E	5300
G	2120
f,k	5.300
f,tm	0.757
f,vk0	0.200
f,hk	2.650
Coefficiente d'attrito	0.40
α	0.000010
Blocchi e malta	
f,bk	10
f',bk	2
f _{m,m}	10

Materiali per il rinforzo delle murature in pietrame: fibre di acciaio

Filo			
- tensione caratteristica a trazione	σ_{filo}		> 2900 MPa
- modulo elastico	E_{filo}		> 205 GPa
- area	A_{filo}		0,1076 mm ²
Nastro secco/Trefolo			
Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione			
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}		0,538 mm ²
- n° trefoli/cm			1,57 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)			≈ 670 g/m ²
- spessore equivalente del nastro	t_{nastro}		≈ 0,084 mm
- carico di rottura a trazione di un trefolo			> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}		> 2800 MPa
- resistenza a trazione per unità di lunghezza	σ_{nastro}		> 2,35 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}		> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro	ϵ_{nastro}		> 1,50%

Materiali per il rinforzo delle murature in pietrame: matrice inorganica

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Caratteristica prestazionale	Metodo di prova	Requisiti richiesti EN 1504-3 classe R1	Prestazione in condizioni PCC
Resistenza a compressione	EN 12190	≥ 10 MPa (28 gg)	> 15 MPa (28 gg)
Resistenza a trazione per flessione	EN 196/1	nessuno	> 5 MPa (28 gg)
Legame di aderenza	EN 1542	≥ 0,8 MPa (28 gg)	> 0,8 MPa (28 gg)
Adesione su laterizio	EN 1015-1	nessuno	> 1 MPa (28 gg)
Modulo elastico a compressione	EN 13412	nessuno	9 GPa (28 gg)
Compatibilità termica ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	EN 13687-1	ispezione visiva	superata
Contenuto ioni cloruro (Determinato sul prodotto in polvere)	EN 1015-17	≤ 0,05%	< 0,05%
Reazione al fuoco	EN 13501-1	Euroclasse	A1

Materiali per il rinforzo delle murature in pietrame: prime per preparazione supporto

Caratteristiche	Valore tipico
Numero di componenti	2 (A+B)
Colore	Trasparente
Odore	Inodore
Presenza di solventi	Esente da solventi
Tempo di primo indurimento a 20°C	2 ore
Temperatura minima di applicazione	+5 °C
Densità (A+B) UNI EN 2811-1	1,10 ± 0,05 g/cm ³
Consumo minimo	0,1 Kg/m ²
Indice di rifrazione resina	1,550
Indice di rifrazione indurente	1,365

Legno lamellare per capriate lignee:

Valutazione vulnerabilità sismica

Elaborato: VV_RT05_05 Relazione Specialistica sugli aspetti strutturali – Proposta di intervento per il miglioramento sismico_integrazione

Legname strutturale-Classi di resistenza UNI 11035, EN 1194

Classe	ID	f _{mk} [MPa]	f _{0k} [MPa]	f _{90k} [MPa]	f _{c0k} [MPa]	f _{c90k} [MPa]	f _{vk} [MPa]	E _{0m} [MPa]	E ₀₅ [MPa]	E _{90m} [MPa]	G _m [MPa]	ρ _k [Kg/m ³]
Altre Conif. S1	0	33.00	20.00	0.40	24.00	3.70	4.00	12300	8200	410	770	530
Altre Conif. S2	0	26.00	16.00	0.40	22.00	3.70	4.00	11400	7600	380	710	530
Altre Conif. S3	0	22.00	13.00	0.40	20.00	3.70	3.80	10500	7000	350	660	530
Castagno It. S	1	28.00	17.00	0.60	22.00	7.30	4.00	12500	10500	830	780	485
Castagno Est. S	1	18.00	10.00	0.50	17.00	11.00	4.00	10000	10100	300	750	780
Pioppo S	1	26.00	16.00	0.60	22.00	6.30	2.70	8000	6700	530	500	420
Ontano S	1	26.00	16.00	0.60	22.00	6.30	2.70	8000	6700	530	500	420
Latifoglie S	1	27.00	16.00	0.60	22.00	7.70	4.00	11500	9700	770	720	515

Acciaio per tiranti: S275

PIANO DI MONITORAGGIO DELL'OPERA.

Lo stato dei luoghi non è caratterizzato da pleiadi fessurative che interessano le strutture in elevazione, così come non se ne ravvisano imputabili a cedimenti verticali del piano fondale, pertanto non si evidenziano necessità di monitorare situazioni o configurazioni di danno che necessitano monitoraggi continui, fatta eccezione per gli aspetti di controllo di fenomeni di degrado materico delle diverse componenti, attività che rientrano nelle ordinarie manutenzioni.