



**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 TECNICA SPECIALISTICA SUGLI  
ASPETTI STRUTTURALI

IL RESPONSABILE SERVIZI TECNICI

ING. SALVATORE CONCETTINO

IL TECNICO ISTRUTTORE

ARCH. DONATO CALDERONI

CODICE ELABORATO  
R03

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
01	19/12/2018	Revisione a seguito verifica del 09/11/2018 prot. N. 2018/18786	VERIFICATO DA: Ing. Mariano Salvatore
			APPROVATO DA: Arch. Valentino Tropeano

CODICE D'IDENTIFICAZIONE	ELABORATO
08/18- <b>VV.RT 01/01</b>	Relazione tecnica specialistica sugli aspetti strutturali

**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> .....	20
Descrizione dello stato di fatto - FATTORI DI VULNERABILITA' SISMICA .....	22
CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.2] .....	22
Strutture in elevazione .....	22
Orizzontamenti .....	25
Sistema fondale .....	25
Cordoli di piano.....	25
Descrizione del danno – vulnerabilità.....	25
Analisi dei carichi .....	25
Solai di piano in laterizio e voltine di laterizi .....	25
Solai di piano in laterizio e tavelloni di laterizi .....	26
volte in pietrame .....	26
copertura lignea.....	26
copertura metallica.....	26
AZIONE sismica e fattori di struttura .....	27
Descrizione delle verifiche eseguite. ....	27
Descrizione Del Modello Strutturale.....	27
Verifiche del comportamento globale in fase STATICA. ....	28
Verifiche del comportamento globale in fase sismica.....	28

### Valutazione vulnerabilità sismica

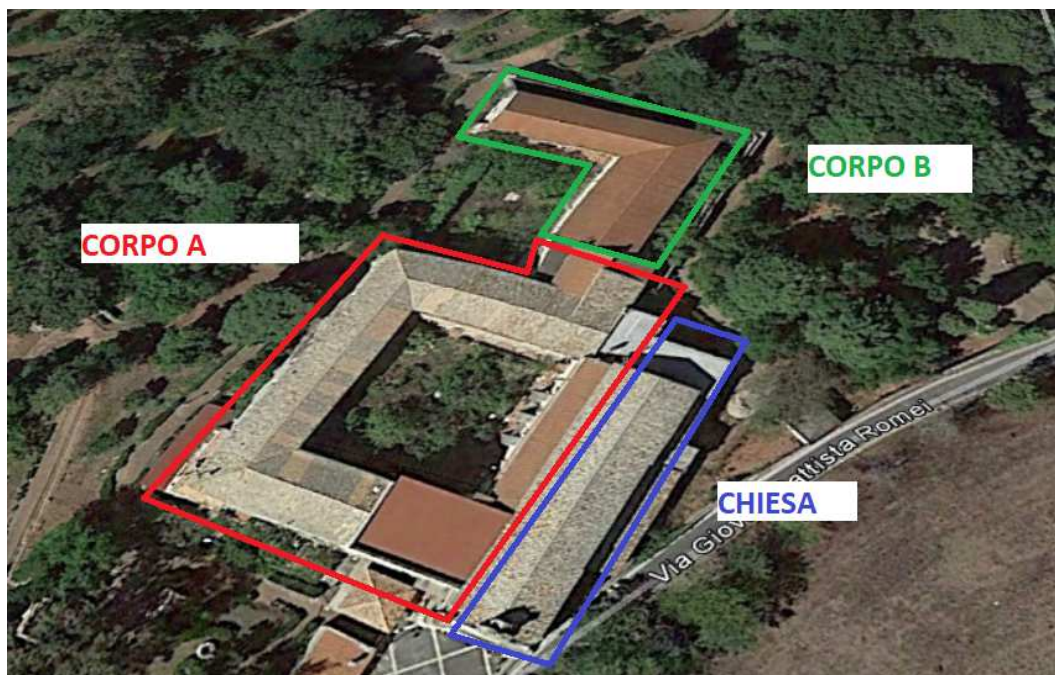
**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Verifiche del comportamento locale.....	30
Analisi dello stato di fatto. Sintesi dei risultati .....	30
verifiche per carichi verticali (ELABORATO RIFERIMENTO R.01) .....	31
Corpo A – Calcolo degli indicatori di rischio sismico (ELABORATO RIFERIMENTO R.02) .....	32
Corpo b – Calcolo degli indicatori di rischio sismico (ELABORATO RIFERIMENTO R.03) .....	35
VERIFICHE MECCALISMI LOCALI DI DANNO (ELABORATO RIFERIMENTO R.04) .....	39
verifiche geotecniche.....	41
CONCLUSIONI .....	42



## 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 Cardopatri nel Comune di Vibo Valentia.



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

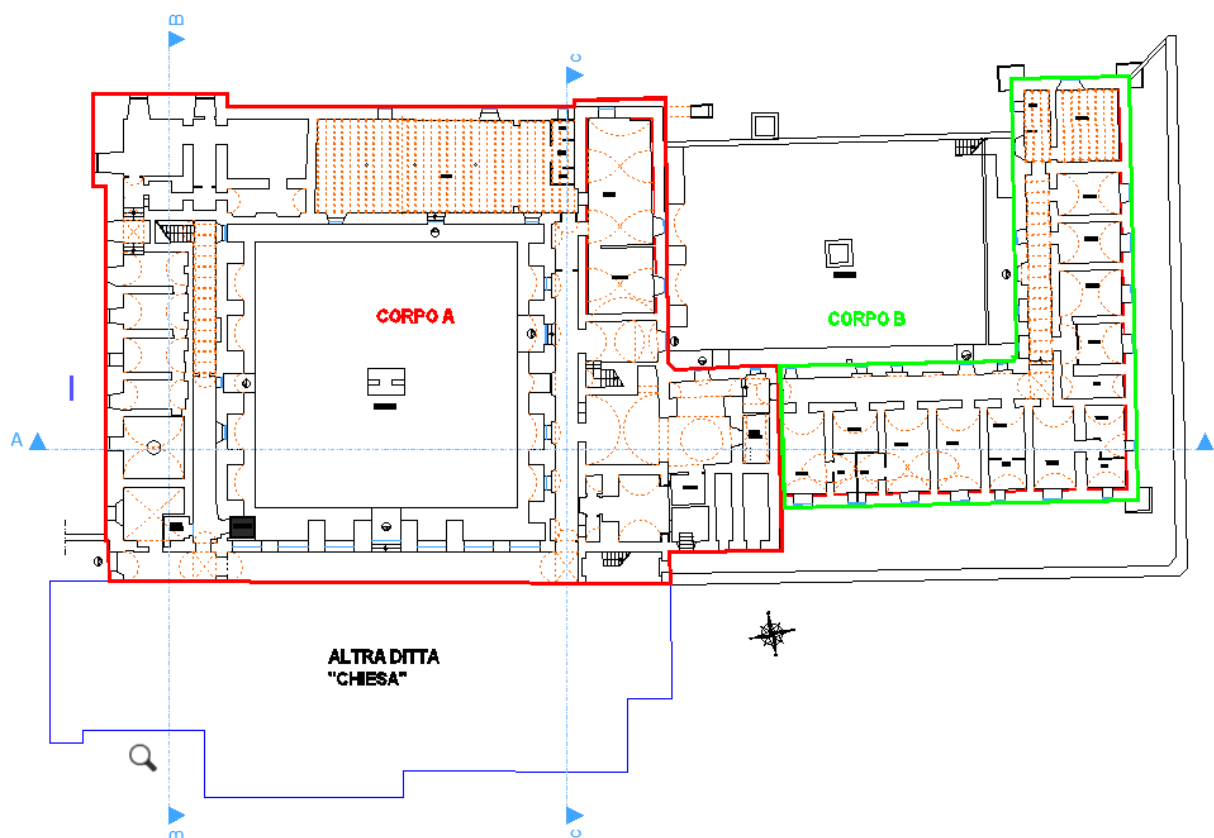
**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Relazione sui materiali - Relazione sulla modellazione sismica

Tale organismo edilizio è caratterizzato da un'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.

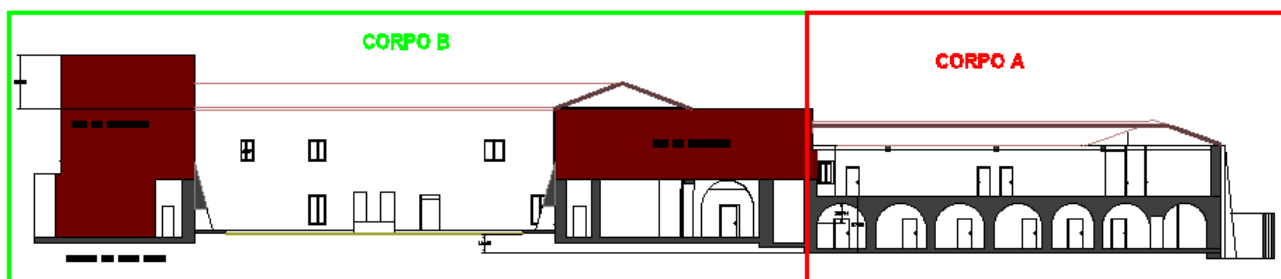


Il piano di fondazione dell'intero complesso è dislocato su tre livelli, per evidenti esigenze di adattamento alla morfologia dei luoghi. Le strutture di fondazione sono realizzate in muratura di pietrame identiche a quelle

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 in 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

(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.

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.

---

#### Valutazione vulnerabilità sismica

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Le suddette membrature metalliche sono quindi attestate 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 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.

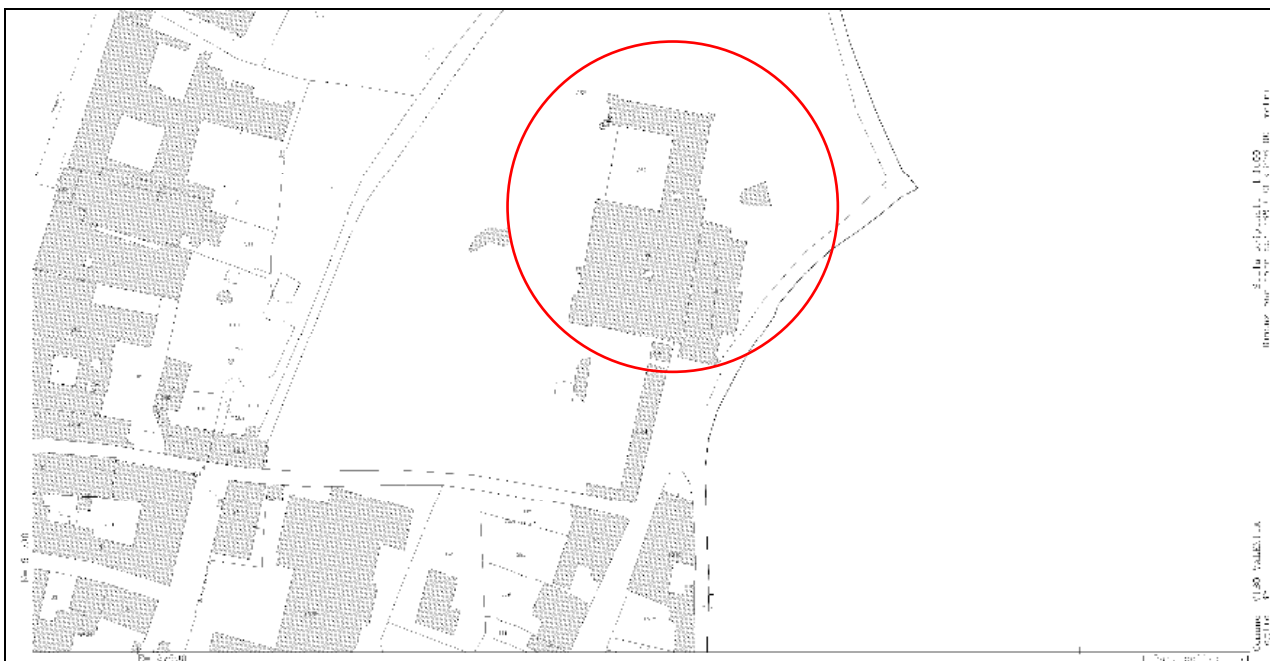
Catastalmente l'immobile risulta ubicato al foglio n.33 – particella n.1171

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

<b>Latitudine (WGS84)</b>	<b>38,67380</b>
<b>Longitudine (WGS84)</b>	<b>16,10782</b>

<b>Latitudine (ED50)</b>	<b>40,74202</b>
<b>Longitudine (ED50)</b>	<b>14,61642</b>

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

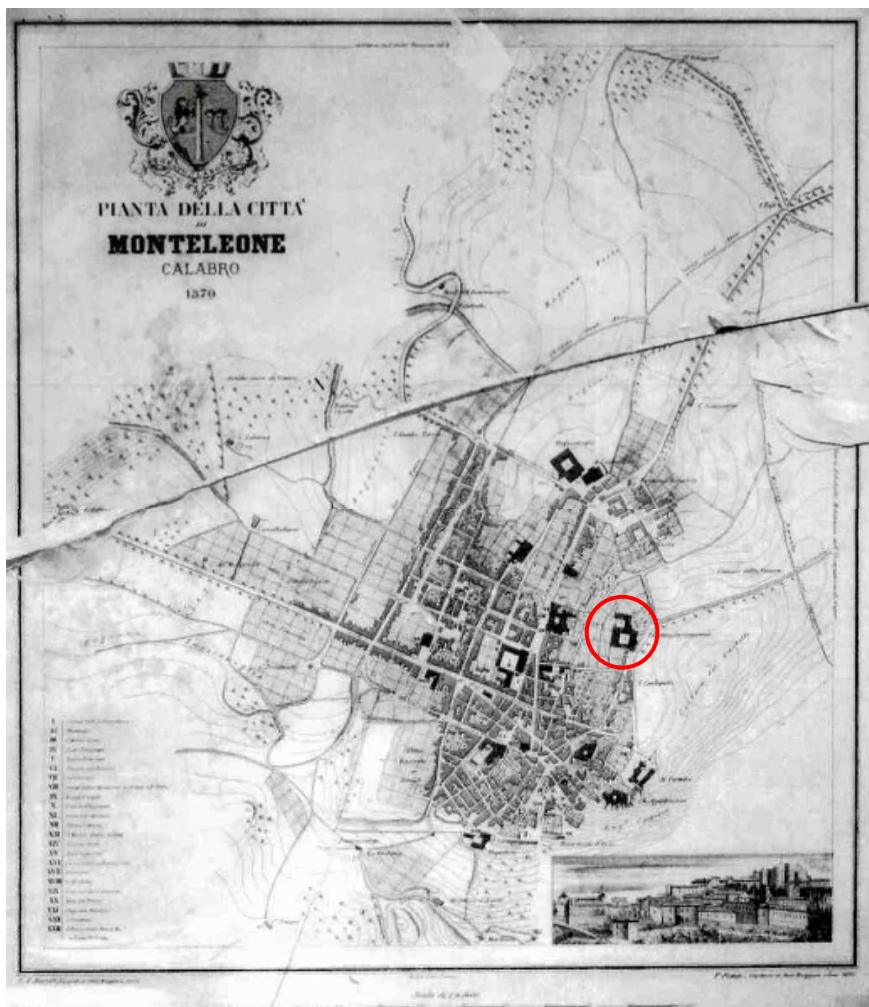


<b>Ubicazione</b>	Via Francesco Cordopatri - 89900 Vibo Valentia
<b>Riferimento catastale</b>	Vibo Valentia: Foglio n.33, p.lla n.1171.

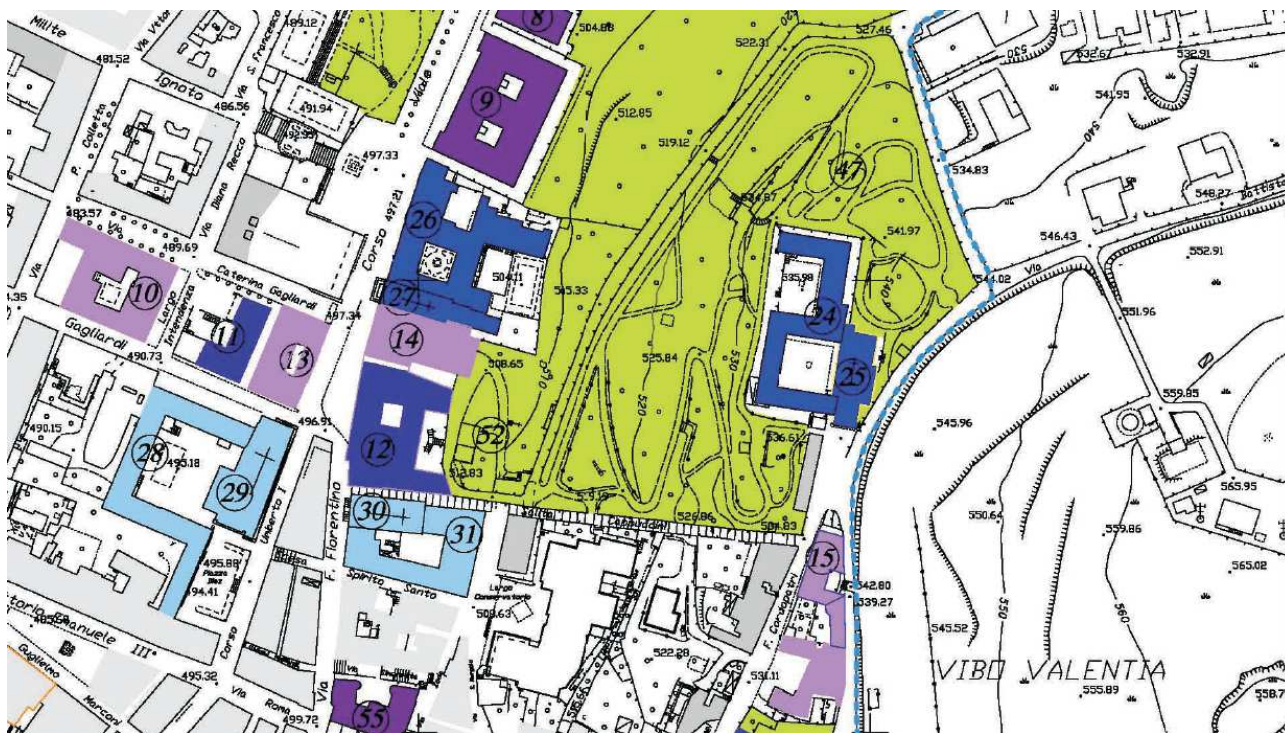
**Valutazione vulnerabilità sismica**

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Relazione sui materiali - Relazione sulla modellazione sismica



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**

<span style="background-color: #c1e1c1; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> ANTE XIII SEC.	<span style="background-color: #333366; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> XVIII SEC.
<span style="background-color: #a2d4c9; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> ANTE XVI SEC.	<span style="background-color: #804080; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> XIX SEC.
<span style="background-color: #76b5c4; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> XVI SEC.	<span style="background-color: #660066; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> XX SEC.
<span style="background-color: #333366; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> XVII SEC.	<span style="border: 2px dashed blue; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> LIMITE CITTÀ STORICA
<span style="background-color: #cccccc; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> TESSUTO EDILIZIO ESISTENTE ALLA FINE DEL XVII SEC.	<span style="background-color: #cccccc; border: 1px solid black; display: inline-block; width: 20px; height: 10px;"></span> TESSUTO EDILIZIO ESISTENTE ALLA META' DEL XIX SEC.

**EDIFICI CIVILI/MILITARI DIFENSIVI**

- 1 Castello Normanno o dei Principi Pignatelli (XI-XIII sec.)  
(ampliato e munido di opere di difesa tra il 1230-1290;  
nel 1805 demolito il secondo piano; restaurato a metà del XIX sec.)
- 2 Arco di Marzano (ante XIII sec.)
- 3 Porta Conte D'Apice
- EDIFICI CIVILI
- 4 Villa Cordopatri (inizi XIX sec.)
- 5 Palazzo Di Francia (fine XVIII inizi XIX sec.)
- 6 Palazzo Stagno D'Alcontra (fine XVIII inizi XIX sec.)
- 7 Nuovo Palazzo degli Uffici Finanziari
- 8 Palazzo Tolocca (1906, sceso 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.;  
fucina del 1912)
- 13 Palazzo Gagliardi - residenza (inizi XIX sec.)
- 14 Palazzo Marsura (inizi XIX sec.)
- 15 Palazzo Cordopatri (fine XVIII - inizi XIX sec.)
- 16 Palazzo Remei (XVIII sec.)
- 17 Palazzo Capialbi (XVII-XVIII sec. su preesistenze quattrocentesche)
- 18 Palazzo Marzano (XVII-XVIII sec.)
- 19 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 Scribina
- 50 Giardino di Villa Cordopatri
- 51 Giardino di Palazzo Di Francia
- 52 Giardino di Palazzo Gagliardi

**EDIFICI RELIGIOSI**

- 19 Complesso del Valentianum (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. Leoluca (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; restaurato dal 1811)
- 27 Chiesa di S. Maria degli Angeli (1666, restauro 1853 e rifacimento 1950)
- 28 Ex convento dei Padri Minori Osservanti (1521)
- 29 Chiesa di S. Maria La Nuova (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. Onoforo (XVII sec.)
- 34 Ex convento dei padri Agostiniani Calzati (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 1321; compatite 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 preesistenze cinquecentesche)
- 45 Ex convento dei padri Carmelitani (1604, ampliato nel 1834)



## 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 Risposta 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

Vita Nominale VN (anni) = 50

Classe d'uso: IV

Coefficiente d'uso CU = 2

Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN\*CU (anni) = 100

Pericolosità':

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 16.108253

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 38.67411

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

## Valutazione vulnerabilità sismica

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

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

Stato	TR	a,g	Fo	TC*	S	TB	TC	TD
limite	(anni)	(*g)		(sec)		(sec)	(sec)	(sec)
SLO	60	0.186	2.465	0.306	1.000	0.123	0.368	3.016
SLD	101	0.341	2.465	0.320	1.000	0.123	0.368	3.016
SLV	949	0.820	2.465	0.389	1.000	0.123	0.368	3.016
SLC	1950	1.245	2.465	0.427	1.000	0.123	0.368	3.016

-----  
(ag non conforme al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

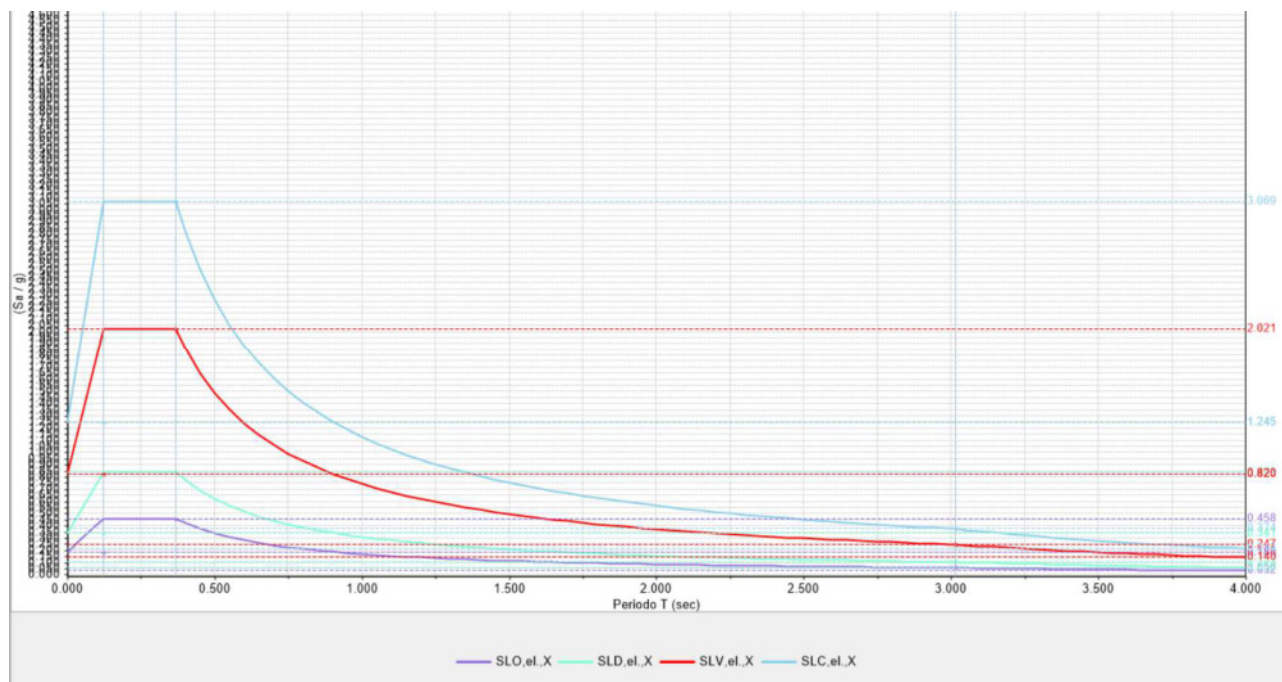
Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: RSL (B)

Categoria topografica: T1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1



### TERRENO DI FONDAZIONE: CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

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;

### Valutazione vulnerabilità sismica

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

- 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 Adeguata, 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.

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

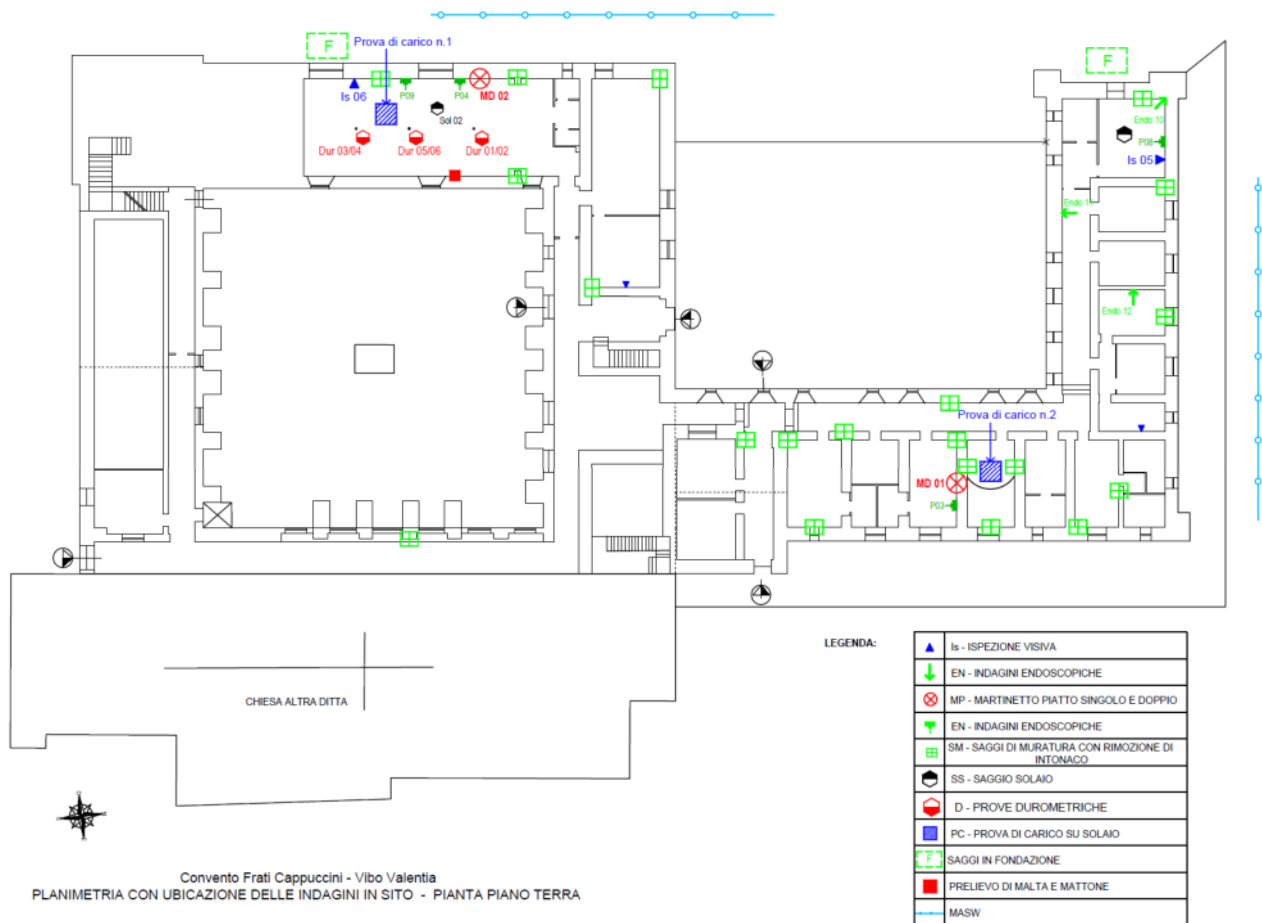
- n° 1 prove con martinetto doppio
- n° 4 prove su provini di malta

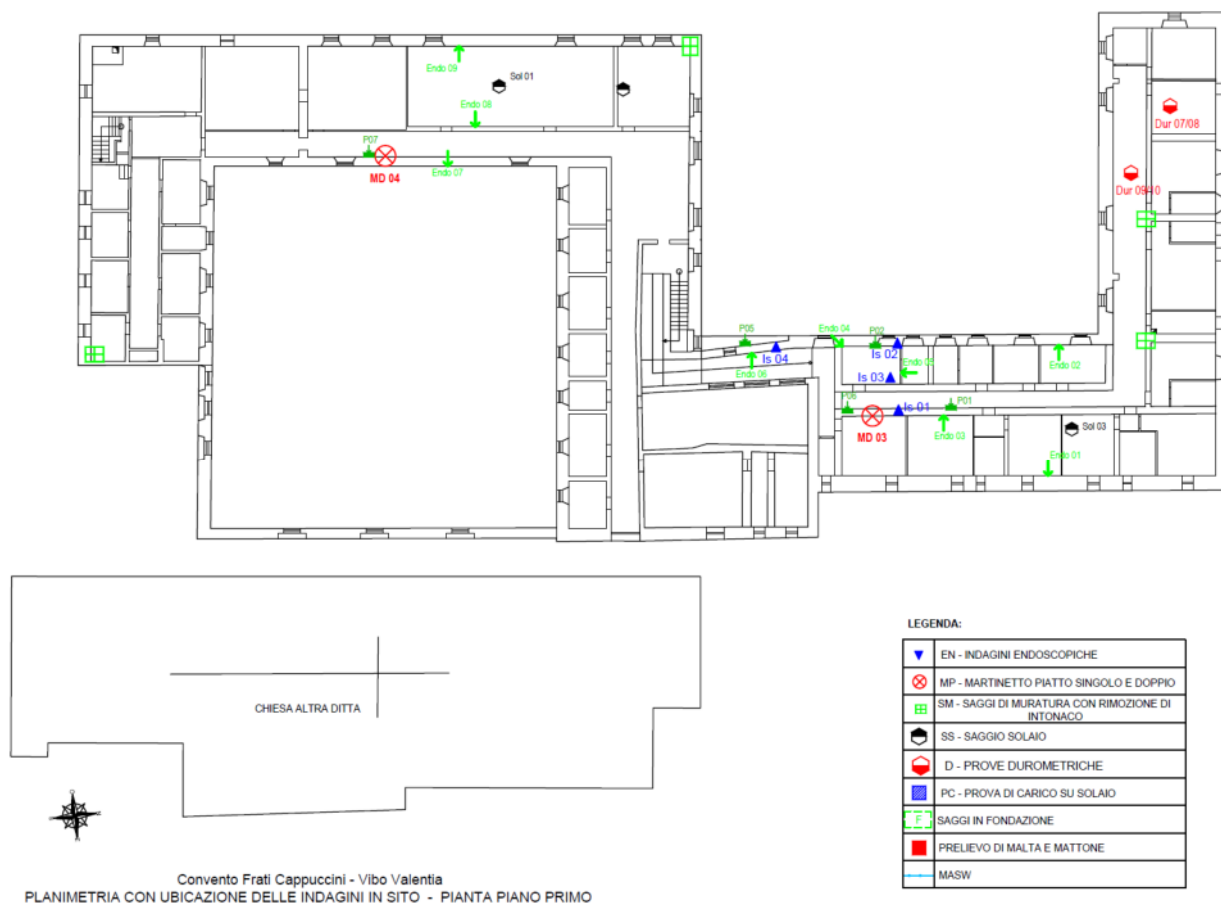
Le indagini eseguite dal laboratorio EDIL TEST hanno inoltre riguardato l'esecuzione delle seguenti prove:

- 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.

Di seguito si riportano le planimetrie con l'ubicazione delle indagini effettuate.





## 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 <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	193	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_m$	1.053	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{tm}$	0.105	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio	$\tau_0$	0.020	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione orizzontale	$f_{hm}$	0.525	N/mm <sup>2</sup>

Murature in laterizi listellati

Proprietà meccaniche			
Modulo di elasticità normale	E	3565	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di elasticità tangenziale	G	921	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_m$	1.980	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{tm}$	0.198	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a taglio	$\tau_0$	0.059	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione orizzontale	$f_{hm}$	0.990	N/mm <sup>2</sup>

## 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 fornita 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).



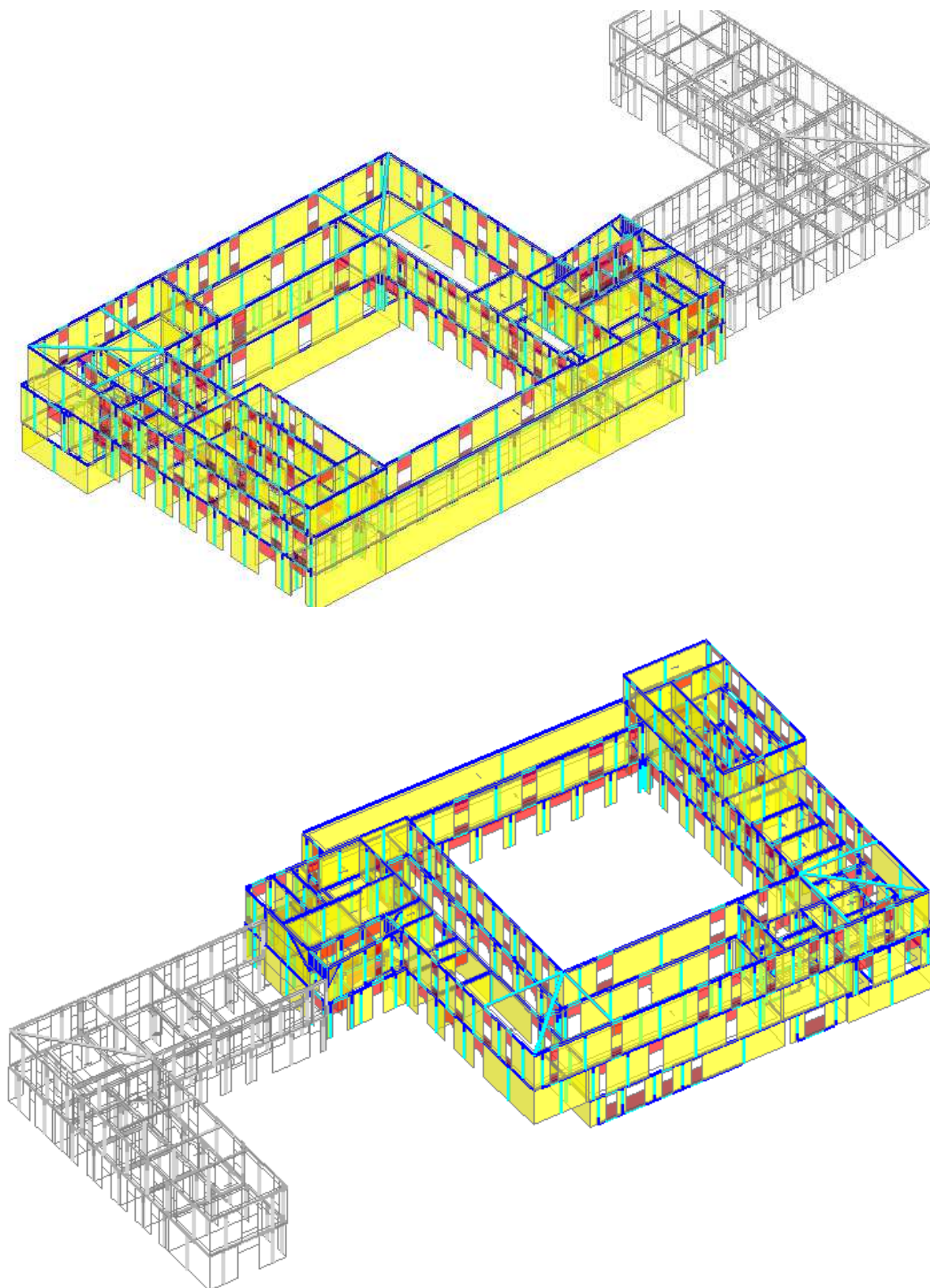


Figura 1. Schematizzazione tridimensionale Corpo A.

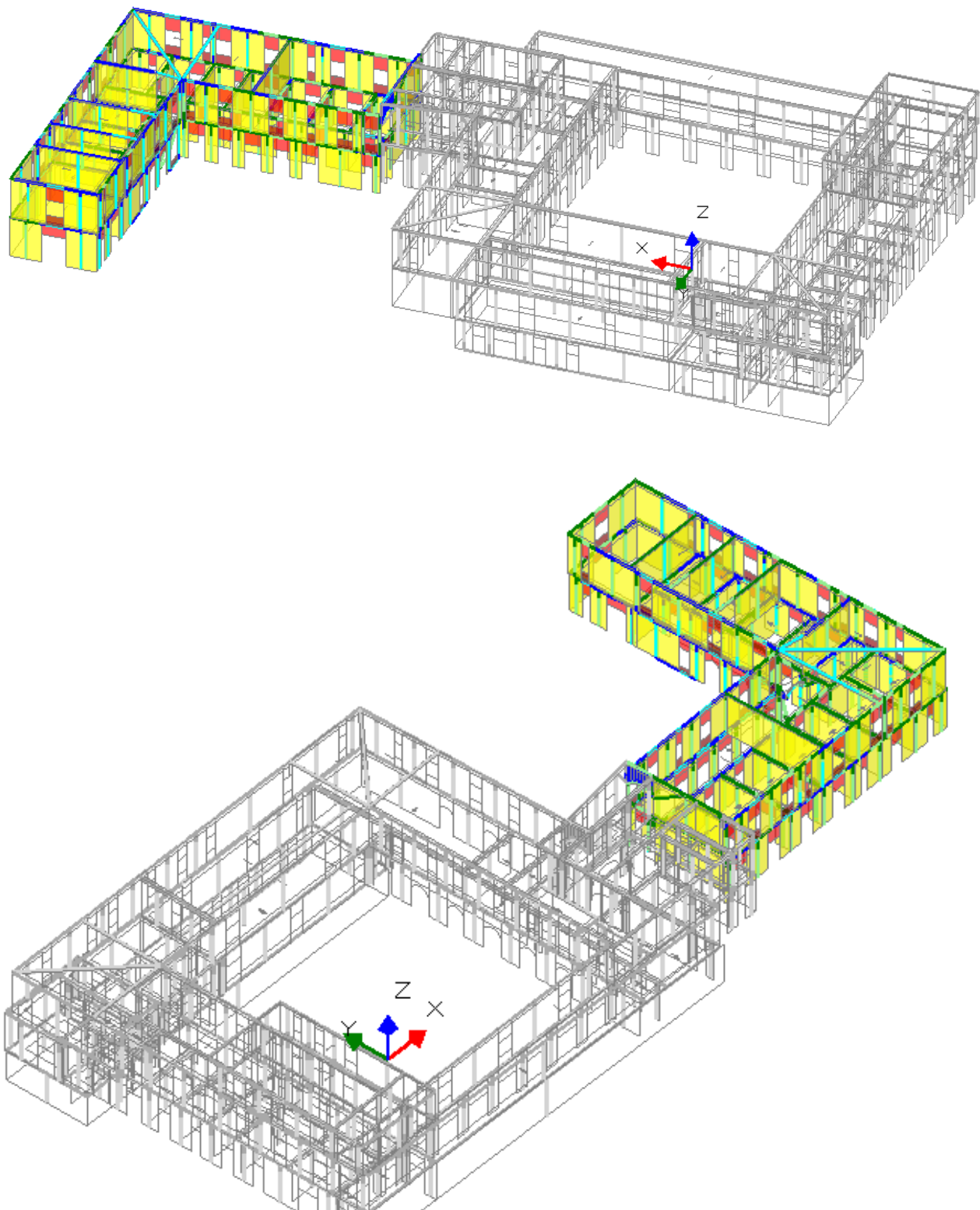


Figura 5. Schematizzazione tridimensionale Corpo B.

## 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

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 PIETRAMÈ

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 Costruzioni*, D.M. 17 gennaio 2018) con periodo di riferimento dell'azione sismica determinati per Classe d'uso IV 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 esplicitare 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.

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 dello stato di fatto** 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 verifiche 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 limite 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 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  $\alpha_D$  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  $\geq 1.000$ : 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.

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:

- R.01\_Analisi statica per carichi verticali
- R.02 – Corpo A – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- R.03 – Corpo B – Analisi globale di vulnerabilità sismica
- R.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.



VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI (ELABORATO RIFERIMENTO R.01)

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

**Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]**  
**Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura**


---

**SLU di salvaguardia della Vita (SLV)**  
**Verifica di Resistenza (RES)**

**Involuppo CCC**

Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.221	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	1.229	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.199	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	2.553	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]	<input type="text"/>	
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	<input type="text"/>	

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:  
verde: soddisfatte per tutti gli elementi  
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi



## CORPO A – CALCOLO DEGLI INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (ELABORATO RIFERIMENTO R.02)

**Risultati dell'analisi strutturale**

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro: ag non conforme a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$  per i casi c) e), e  $\zeta_E \geq 1.000$  per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede:  $\zeta_E \geq 1.000$

**Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico  $\zeta_E$  in termini di PGA****Verifica non soddisfatta**

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.167</b>
<b>SLD</b>	<b>0.132</b>
<b>SLV</b>	<b>0.152</b>

<sup>(1)</sup> Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.

In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

**Gerarchia dei comportamenti strutturali**

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 1.000$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.132</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.132</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.152</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.152</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.167</b>

**Valutazione vulnerabilità sismica**

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

## Domanda

Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.186	60
SLD	0.341	101
SLV	0.820	949

Modello per sottostrutture: Sottostruttura.

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 2.250

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 2.250
- da analisi pushover: q = 3.750
- secondo §7.3.1 [Se(SLV) >= Se(SLD)]: q >= 3.607

## Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
SLO	0.031	0.167	2	0.033
SLD	0.045	0.132	2	0.020

## Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
Resistenza nel piano del pannello	0.045	0.132	2	0.020
Resistenza fuori piano del pannello	0.045	0.132	2	0.020

SLV	PGA <sub>C</sub> (g)	ζ <sub>E</sub> (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	TR <sub>C</sub> (anni)	ζ <sub>E</sub> (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
Resistenza nel piano del pannello	0.125	0.152	20	0.021
Resistenza fuori piano del pannello	0.125	0.152	20	0.021

## Valutazione vulnerabilità sismica

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )	$\zeta_E$ (TR <sub>C</sub> /TR <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.167</b>	0.033
<b>SLD</b>	<b>0.132</b>	0.020
<b>SLV</b>	<b>0.152</b>	0.021

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N \cdot C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV}$  (anni) = 20 anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1 - PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) \cdot \ln(1 - PV_R)$ :

$V_{RC}$  (anni) = 2.1 anni

$T_{INT}$  (anni) = 1 anni

**CORPO B – CALCOLO DEGLI INDICATORI DI RISCHIO SISMICO (ELABORATO RIFERIMENTO R.03)****Edificio Esistente in muratura - Intervento di Adeguamento <sup>(1)</sup>****Risultati dell'analisi strutturale**

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro: ag non conforme a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di adeguamento (§8.4.3) si richiede che l'indicatore di rischio sismico  $\zeta_E$  sia  $\geq 0.800$  per i casi c) e), e  $\zeta_E \geq 1.000$  per gli altri casi.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede:  $\zeta_E \geq 1.000$

**Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico  $\zeta_E$  in termini di PGA****Verifica non soddisfatta**

Stato Limite	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
<b>SLO</b>	<b>0.172</b>
<b>SLD</b>	<b>0.138</b>
<b>SLV</b>	<b>0.174</b>

<sup>(1)</sup> Questa scheda di sintesi costituisce il risultato completo nel caso dell'Intervento di Adeguamento.

In alternativa, la scheda può riferirsi allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

**Gerarchia dei comportamenti strutturali**

Indicatore di rischio sismico obiettivo:  $\zeta_E \geq 1.000$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): IV

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLO: RIG - SLD: RES - SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	$\zeta_E$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.138</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.138</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.172</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.174</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.174</b>

**Domanda**

Stato Limite	PGA <sub>D</sub> (g)	TR <sub>D</sub> (anni)
SLO	0.186	60
SLD	0.341	101
SLV	0.820	949

Modello per sottostrutture: Sottostruttura.

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento:  $q(\text{SLD}) = 1.500$ ,  $q(\text{SLV}) = 2.250$

Riferimenti per fattore di comportamento  $q$  (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input ( $\alpha, U/\alpha, 1$ )=1.50:  $q = 2.250$
- da analisi pushover:  $q = 3.750$

**Valutazione vulnerabilità sismica**

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

- secondo §7.3.1 [ $Se(SLV) \geq Se(SLD)$ ]:  $q \geq 3.607$

### Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
SLO	0.032	0.172	2	0.033
SLD	0.047	0.138	2	0.020

### Verifiche di resistenza (RES)

SLD	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.047	0.138	2	0.020
Resistenza fuori piano del pannello	0.047	0.138	2	0.020

SLV	$PGA_C$ (g)	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$TR_C$ (anni)	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
Resistenza nel piano del pannello	0.143	0.174	27	0.028
Resistenza fuori piano del pannello	0.143	0.174	27	0.028

**Indicatori di Rischio** (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro  $\zeta_E$  definito in termini di PGA.

Stato Limite	$\zeta_E$ ( $PGA_C/PGA_D$ )	$\zeta_E$ ( $TR_C/TR_D$ )
<b>SLO</b>	<b>0.172</b>	0.033
<b>SLD</b>	<b>0.138</b>	0.020
<b>SLV</b>	<b>0.174</b>	0.028

Il valore di PGA specificato in input è pari ad  $ag \cdot S$ , accelerazione al suolo.

### Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

#### Valutazione vulnerabilità sismica

**Elaborato:** R.0 – Relazione Tecnica Specialistica sugli aspetti strutturali - Sintesi dei risultati

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3)  $C_U$ : 2

Vita Nominale  $V_N$  (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3)  $V_R = V_N * C_U$ : 100 anni

$PV_R$  per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV}$  (anni) = 27 anni

Dalla relazione:  $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$ , ponendo  $TR = TR_{CLV}$  e assumendo  $PV_R$  per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento ( $V_{RC}$ ) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di

intervento  $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$ :

$V_{RC}$  (anni) = 2.8 anni

$T_{INT}$  (anni) = 1.4 anni



**VERIFICHE MECCALISMI LOCALI DI DANNO (ELABORATO RIFERIMENTO R.04)**

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	$\alpha_0$	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
-----					
1	0.162	0.475	0.218	0.395	0.151
2	0.194	0.595	0.347	0.495	0.238
3	0.194	0.604	0.356	0.502	0.246
4	0.215	0.657	0.426	0.546	0.291
5	0.192	0.604	0.356	0.502	0.246
6	0.175	0.540	0.287	0.449	0.195
7	0.202	0.633	0.396	0.527	0.271
8	0.256	0.780	0.604	0.649	0.413
9	0.160	0.493	0.238	0.410	0.162
10	0.213	0.654	0.416	0.544	0.289
11	0.136	0.425	0.178	0.354	0.120
12	0.197	0.616	0.376	0.512	0.255
13	0.202	0.633	0.396	0.527	0.271
14	0.106	0.393	0.149	0.327	0.102
15	0.161	0.604	0.356	0.502	0.246
16	0.170	0.551	0.297	0.459	0.203
17	0.074	0.290	0.079	0.241	0.055
18	0.134	0.490	0.238	0.407	0.160
-----					

n. = numero consecutivo del cinematismo

$\alpha_0$  = moltiplicatore di collasso

PGA,CLD / PGA,DLD =  $\zeta, E, SLD, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD

TR,CLD / TR,DLD =  $\zeta, E, SLD, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

PGA,CLV / PGA,DLV =  $\zeta, E, SLV, PGA$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV

TR,CLV / TR,DLV =  $\zeta, E, SLV, TR$  = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Secondo All.a al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se  $TR > 2475$  si pone  $TR = 2475$ .

Se  $TR < 30$ , con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIIS (Unità di Ricerca CNR-ITC)

si adotta un'estrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard  $ag(30)$ ,  $ag(50)$  e  $ag(75)$ , effettuata con la funzione di potenza:  $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$ .

Per il sito in esame risulta:  $K = 0.010445980$ ,  $\alpha = 0.549987150$

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:

SLD:  $(2475/TR, DLD) = 24.505$

SLV:  $(2475/TR, DLV) = 2.608$

## 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;

## CONCLUSIONI

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).

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	$\zeta_F$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.132</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.132</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.152</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.152</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.167</b>

### Corpo B - ANALISI GLOBALE

Comportamento	$\zeta_F$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLD: Resistenza fuori piano	<b>0.138</b>
SLD: Resistenza nel piano	<b>0.138</b>
SLO: Rigidezza (spostamenti)	<b>0.172</b>
SLV: Resistenza fuori piano	<b>0.174</b>
SLV: Resistenza nel piano	<b>0.174</b>

### ANALISI MECCANISMI LOCALI

Comportamento	$\zeta_F$ (PGA <sub>C</sub> /PGA <sub>D</sub> )
SLD: Cinematismo	<b>0.290</b>
SLV: Cinematismo	<b>0.241</b>

L'inviluppo 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	$\zeta_E$
<b>SLD: Cinematismo</b>	<b>0.290</b>
<b>SLV: Cinematismo</b>	<b>0.241</b>
<b>SLD: Resistenza fuori piano</b>	<b>0.132</b>
<b>SLD: Resistenza nel piano</b>	<b>0.132</b>
<b>SLV: Resistenza fuori piano</b>	<b>0.174</b>
<b>SLV: Resistenza nel piano</b>	<b>0.174</b>
<b>SLO: Rigidezza (spostamenti)</b>	<b>0.167</b>

In conclusione, con riferimento alle risultanze delle analisi globali e alle valutazioni di sicurezza condotte, secondo quanto riportato nel capitolo 8.3 delle nuove NTC 2018 si conclude stabilendo che, per l'edificio in esame, **è necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi.**

Si rimanda all'elaborato VV.RT05 per le indicazioni riguardanti gli interventi e le opere di miglioramento sismico previste per l'edificio in esame con stima sommaria dei costi.