

COMUNE DI PIEVE DI TECO

IMPERIA



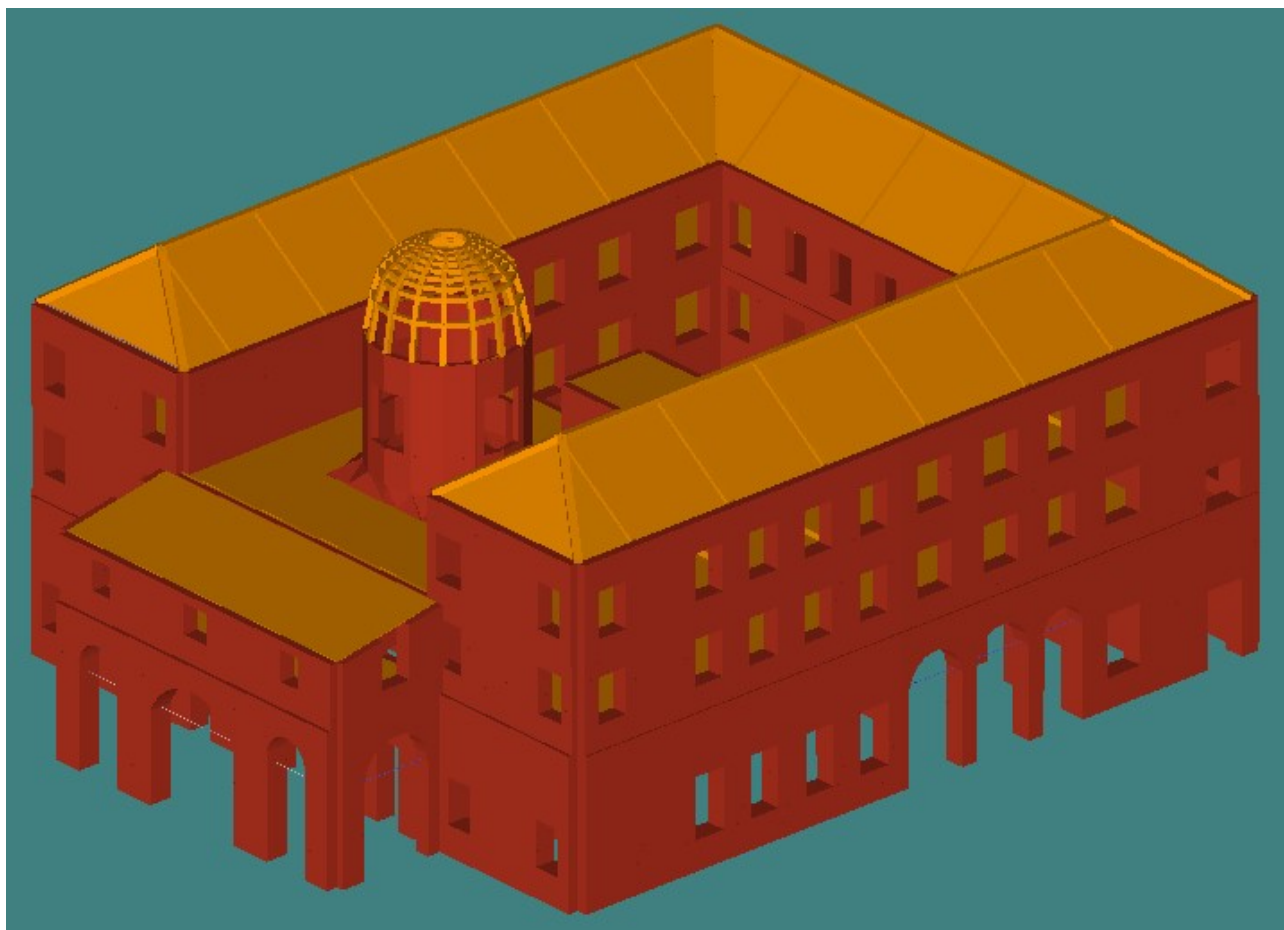
INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO ex Caserma Manfredi (ora centro COM e SAACS)

O.c.d.p.c. 171/2014 - D.G.R. 996/2016

0					
0	03-giu-17	EMISSIONE PROGETTO DEFINITIVO			
REV.	DATA	DESCRIZIONE	ELABORATO	VERIFICATO	APPROVATO
STUDIO DI INGEGNERIA ING. AUGUSTO FORNO via g. Silva 29 20149 MILANO TEL. 02 36744330 cell 3356210901 mail augusto.forno@gmail.com			DOC. 5 1 7 1 8 0 O P C E 0 0 1		
COMMITTENTE		COMUNE DI PIEVE DI TECO	REV.	0	TAV. N. FG. DI
PROGETTO	INTERVENTI MIGLIORAMENTO SISMICO CENTRO COM		LIVELLO PROGETTAZIONE PROGETTO ESECUTIVO		
TITOLO	RELAZIONE TECNICO DESCRITTIVA		IL PROGETTISTA		IL COMMITTENTE
LOCALITA'	PIEVE DI TECO - PIAZZA BORELLI		DISEGNATO		APPROVATO
SOSTITUISCE IL DOCUMENTO N.			SCALA N.A.		
DISEGNI DI RIFERIMENTO :			ARCHIVIO FILE:		
Questo elaborato non può essere modificato o utilizzato o riprodotto senza la preventiva autorizzazione dell'emittente					

COMUNE DI PIEVE DI TECO

O.c.d.p.c. 171/2014 - D.G.R. 996/2016. Interventi di miglioramento sismico
"ex Caserma Manfredi"



EX CASERMA MANFREDI

RELAZIONE DESCRITTIVA GENERALE E VALUTAZIONE SICUREZZA

Relazione di calcolo strutturale impostata e redatta secondo le modalità previste nel D.M. 14 Gennaio 2008 cap. 8 "Costruzioni esistenti" e cap.10.

VERIFICA TECNICA-VALUTAZIONE DI SICUREZZA

ai sensi del D.L. n.248/2007-art.20 comma 5 e L.n31/2008

CONTENUTO ELABORATO nei rispetti di:

CAP.10.1 (D.M. 14.01.08 / C I R C . 617 0 2 . 0 2 . 0 9)
C A P . 8 . 3 - 8 . 5 (D.M. 14.01.08/C I R C . 617 0 2 . 0 2 . 0 9)

DESCRIZIONE DEL FABBRICATO E STORIA

Il fabbricato oggetto dell'accertamento è situato in prossimità del centro abitato di Pieve di Teco.

Nasce come Convento delle Agostiniane, la sua costruzione risale al 1644-45. In tale epoca, venuta meno ogni ragione strategico-militare, il pievese Giovanni Maria Ricci stabilì di edificare il nuovo convento sulle rovine dell'antico castello dei Clavesana demolito vent'anni prima, nel 1625. Il nuovo complesso comprendeva il corpo conventuale con chiostro annesso a semplici arcate sostenute da pilastri in muratura e voltine a crociera, la chiesa a pianta centrale con cupola a scàndole d'ardesia progettata dal noto pittore pievese Giulio Benso e l'antistante loggia Ricci. Dopo gli espropri statali del secondo Ottocento il Convento venne trasformato in caserma, mentre la parte centrale dell'edificio, corrispondente alla chiesa, nel cinema-teatro E. Rambaldi. Resti del precedente castello sopravvissuti alla distruzione quali due piccole cariatidi in pietra sono murati nella loggia, insieme ad altri reperti. L'acquisizione della caserma da parte del Comune e il suo restauro, che ha messo in risalto anche parti delle fondamenta dell'antico castello del XIII sec., oggi è Spazio Aggregativo d'Arte Cultura e Storia "Sebastiano Manfredi" (negli spazi al piano terra: il Museo delle Maschere di Ubaga, l'auditorium "E. Rambaldi" sull'area dell'antica chiesa, la sala espositiva "M. Barli"; al primo e al secondo piano servizi socio-culturali in fase di ultimazione).

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Si è scelta l'analisi dinamica lineare perché per le analisi non lineari occorre una conoscenza puntuale della struttura, per edifici del genere è praticamente impossibile riuscire ad avere la certezza puntuale pertanto con tutte le limitazioni che tale approccio comporta, si ritiene alla fine più sicuro.

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

☐ A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi

☐ B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti

☐ C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza

☐ D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente

☒ E profili di terreno costituiti da stati superficiali alluvionali

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza

☐ T4 in cresta al rilievo

100 quota relativa (%)

Analisi dello smorzamento

5 smorzamento (%) del suolo

S (oriz.)

Sv (vert.)

T

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

I solai sono del tipo a volta, misto legno e laterocemento, dimostrano una buona rigidezza e non presentano fenomeni tali da far dubitare della loro capacità portante.

Passo 3

Parametri e fattori spettri

S.L.	ag	eta	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.030	1.0	1.600	2.570	0.602	0.142	0.425	1.720
SLD	0.030	1.0	1.600	2.570	0.602	0.142	0.425	1.720
SLV	0.063		1.600	2.530	0.856	0.163	0.488	1.851
SLC	0.066		1.600	2.520	0.873	0.167	0.501	1.864

Verticale per tutti: 1.000

Fattore di struttura

q x-x q y-y q z-z

3.6 3.6 1.5 Aiuto...

Edifici isolati

periodo Tis Smorz. esi

2.0 10.0

Classe di duttilità

☐ Alta ☒ Bassa

☐ Risposta Sismica Locale

File RSL...

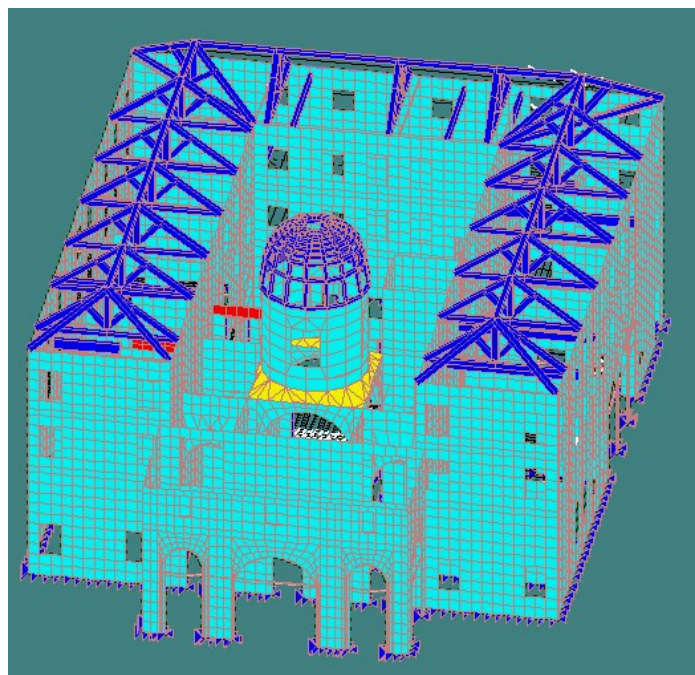
Infoma...

S (oriz.)

Sv (vert.)

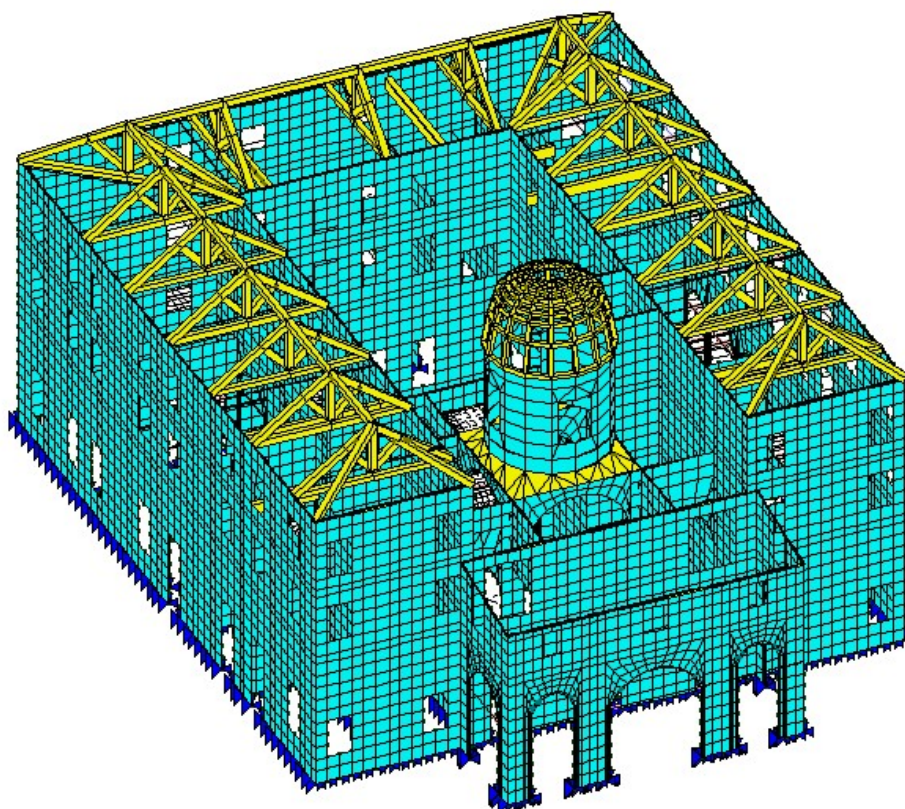
T

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

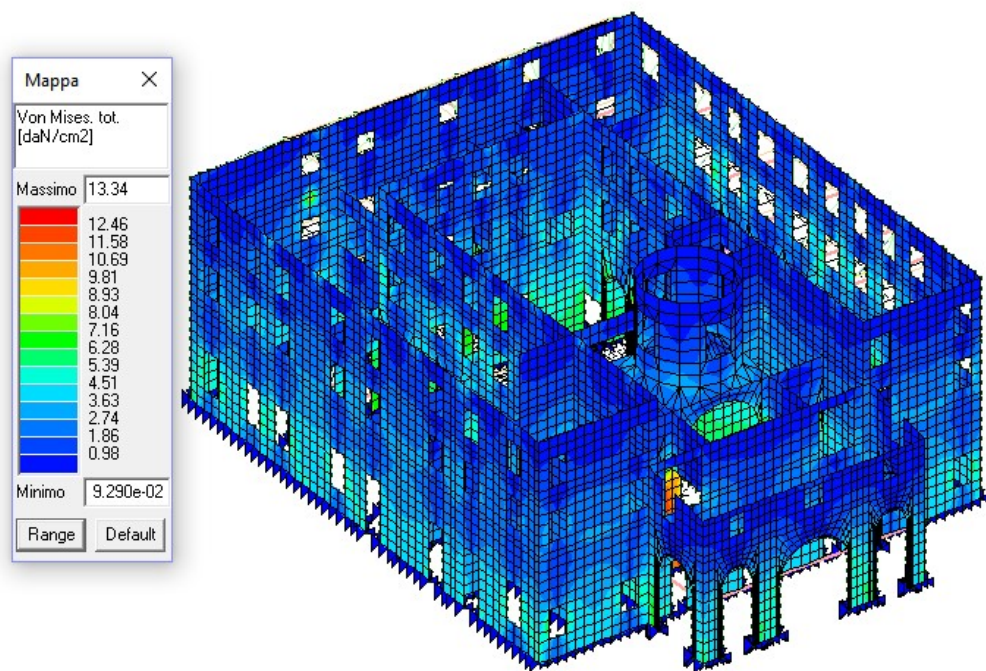


In rosso le zone murarie che per prime tendono ad andare in fuori servizio in condizioni elastiche.

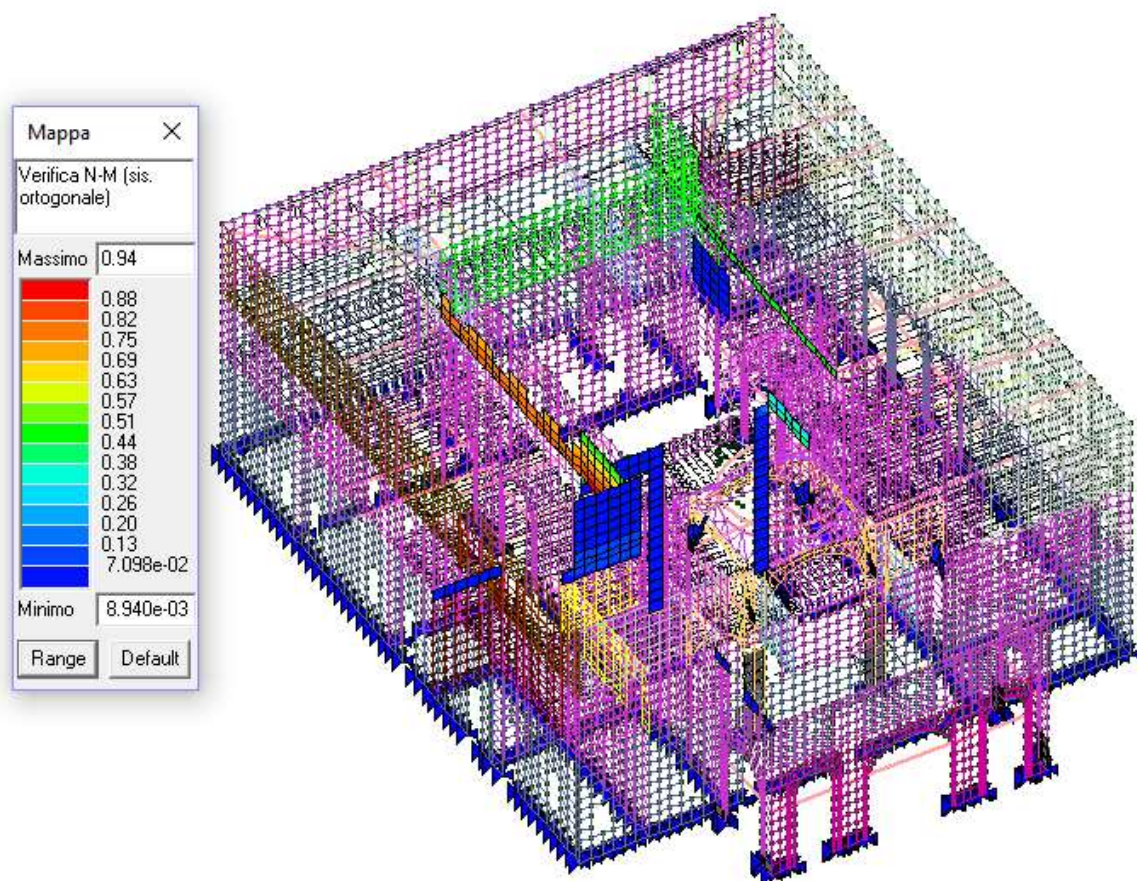
Dalle analisi svolte è risultato che il fabbricato, a seguito di interventi mirati, ha un buon comportamento in fase dinamica, tale da garantire una resistenza almeno pari al 60% della PGA (secondo le attuali Norme). Le prime zone murarie a soffrire sono quelle prossime alla zona ex chiesa. Questa zona presenta maschi murari ridotti abbinati ad alcuni molto rigidi. Su tutte le pareti si è deciso di intervenire con reti GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer), su ambo le facce legate da connettori sempre dello stesso materiale. In basso l'immagine rappresenta lo stato di verifica con $PGA=60\%$ di quella di Norma.



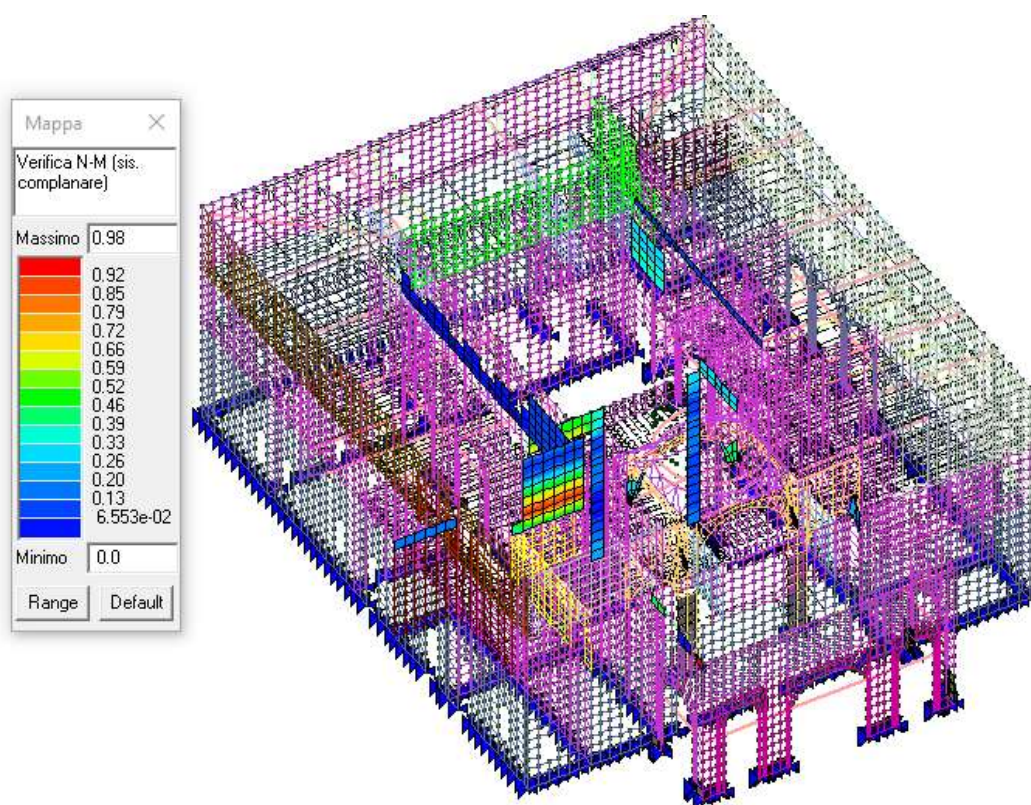
al 60% dell'intensità sismica come da Norma NTC 2008 risultano verificate tutte le pareti sia migliorate che allo stato originario.



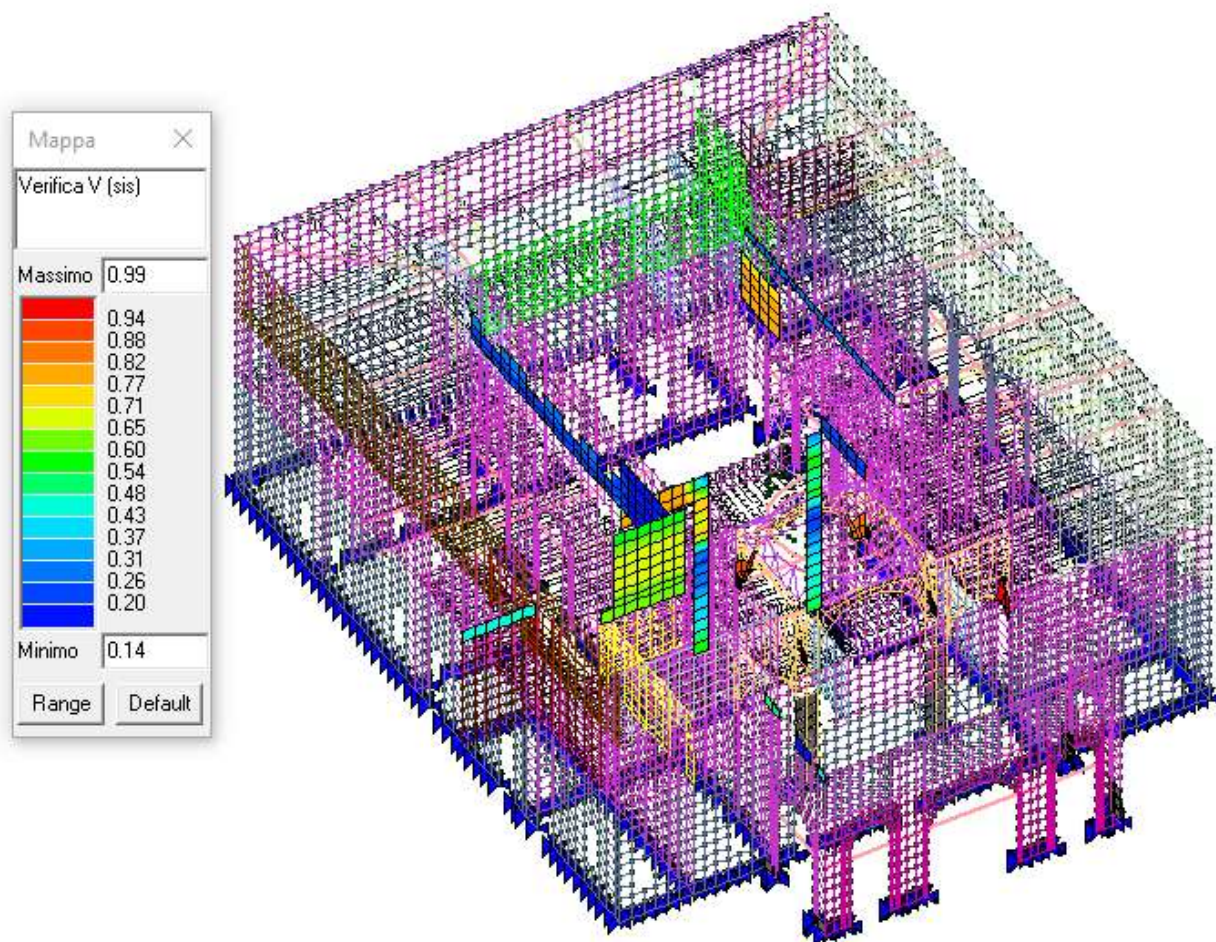
In questa immagine le tensioni Von Mises, sulle murature perimetrali si hanno valori compresi tra 4 e 7 daN/cm²



Verifica a flessione ortogonale elementi rinforzati



Verifica a flessione complanare elementi rinforzati



Verifica a taglio elementi rinforzati

Tecnica di rinforzo prevalente

La tecnica di rinforzo principale individuata per migliorare le murature consiste nell'applicazione di una rete in GFRP su entrambe le facce della parete in muratura, annegata in uno strato di malta cementizia: la rete in GFRP è composta da fili in fibra di vetro incollati tra loro mediante l'utilizzo di una resina termoindurente (vinilestere epossidica con perossido di benzoile come catalizzatore). I fili sono disposti, per la creazione della rete, intrecciando quelli trasversali torti a quelli longitudinali.

La procedura di applicazione della tecnica di rinforzo consiste nelle seguenti fasi: a) rimozione dell'intonaco esistente e della malta dai giunti tra gli elementi di muratura (10-15 mm in profondità), da entrambe le facce del pannello, b) applicazione di un primo strato di intonaco (rinzafo), c) esecuzione di fori passanti, con diametro pari a 25 mm per consentire l'inserimento dei connettori, d) applicazione della rete in GFRP su entrambe le facce del pannello (Fig. 1a), e) inserimento nei fori dei connettori ad "L" in GFRP (di sezione 8x12 mm) ed iniezione di resina epossidica tixotropica per solidarizzare i connettori (Fig. 1b), f) applicazione di un nuovo strato di intonaco di malta bastarda. Lo spessore totale dell'intonaco è di circa 30 mm.

Le bocche d'opera più a rischio vengono trattate con un intervento di cerchiatura mediante l'uso di profili metallici che evitano la rottura dei maschi murari adiacenti e la rottura dei voltini.



(a)



(b)

DESCRIZIONE MATERIALI COSTITUENTI LE STRUTTURE:

TAB C8A2.1

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura $\leq 40\%$)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura $< 45\%$)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura $< 45\%$)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura $< 45\%$)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

La muratura originaria è in pietra a spacco con ottima tessitura, come evidente dalle foto allegate. Caratteristiche meccaniche con i coefficienti correttivi come da tabella C8A 2.2

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Dalle considerazioni visive del costruito si possono ipotizzare per i materiali costituenti le murature le seguenti caratteristiche meccaniche, i valori moltiplicati per i coefficienti di tabella C8A2.2 sono quelli medi di tabella C8A2.1 :

muratura allo stato di fatto come indicate nei calcoli:

muratura a spacco di buona tessitura

$$F_m = \text{daN/cm}^2 \quad 32 \times 1.3 \times 1.1 \times 1.3 = 59,488 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nei calcoli } 60 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_0 = \text{daN/cm}^2 \quad 0.74 \times 1.3 \times 1.1 \times 1.3 = 1.208 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nei calcoli } 1,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 17400 \times 1.3 = 22620 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 5800 \times 1.3 = 7540 \text{ daN/cm}^2$$

Muratura a blocchi lapidei squadriati

$$F_m = \text{daN/cm}^2 \quad 70 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 = 120,96 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nei calcoli } 90 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_0 = \text{daN/cm}^2 \quad 1,05 \times 1.2 \times 1.2 \times 1.2 = 1.81 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{nei calcoli } 1,81 \text{ daN/cm}^2$$

$$E = 28000 \times 1.2 = 33600 \text{ daN/cm}^2$$

$$G = 8600 \times 1.1 = 10320 \text{ daN/cm}^2$$

Muratura trattata con GFRP

Per le murature trattate con GFRP, sperimentalmente si è provato che l'effetto dissipatorio è compreso tra 3 e 4 volte la parete non trattata, sempre sperimentalmente la rigidezza a taglio G può essere calcolata mediante la formula:

$$G_{calc} = \xi \cdot G_m + 2 \cdot \left(G_{int} \cdot \frac{t_{int}}{t_m} \right)$$

Il parametro $\xi = 1,5$

$$\text{Pertanto } G = 7540 \times 1.5 + 2 (80000 \times 1/70) = 13595$$

$$F_m \gg 100 \text{ daN/cm}^2$$

$$T_0 = 1.2 \times 3 = 3.6 \text{ daN/cm}^2$$

Mediamente sono questi i valori raggiunti dalle pareti in pietra a spacco dopo il consolidamento.

INDAGINE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE DEL SITO

La zona oggetto dell'intervento ricade in area a pericolosità bassa che non presenta problematiche particolari. Il terreno di fondazione è rappresentato da una coltre detritica che si estende fino a circa – 5m dal p.c. con ottime caratteristiche fisico meccaniche: Peso di volume medio 2.06 t/mc, angolo di attrito compreso tra i 30° e 35°, coesione non drenata media 0.94 daN/cm². E' corretto evidenziare che tale parametro non è molto regolare sull'area considerata e le caratteristiche medie del terreno sono caratterizzate da un angolo di attrito prossimo a 30°. Per quanto riguarda la categoria del suolo di fondazione si è di categoria E, categoria topografica T1.

LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Tabella C8A.1.2 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

La geometria del fabbricato è stata definita con rilievo ex novo e campagna fotografica, i dettagli costruttivi sono stati individuati mettendo a nudo le strutture con campagna di indagini, per i materiali ci si è basati sulle tabelle di Norma (in modo cautelativo). Si può definire la conoscenza adeguata e pertanto **LC2**. Per le verifiche agli SLU si sono adottate le combinazioni come da tabella:

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
 γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
 γ_{Q1} coefficiente parziale delle azioni variabili

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

- I requisiti di sicurezza fanno riferimento allo stato di danneggiamento della struttura definito mediante i seguenti quattro Stati Limite (SL):
- **SL di operatività (SLO):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (inclusendo elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.
- **SL di danno (SLD):** a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso (inclusendo elementi strutturali, elementi non strutturali, apparecchiature rilevanti, ecc.) subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **SL di salvaguardia della vita (SLV):** a seguito del terremoto, la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- **SL di Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi danni e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.
- **N.B.:** l'inserimento dei casi di carico sismici di tipo Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV) e Stato Limite di Danno (SLD) avviene in maniera automatica quando si genera un nuovo modello e si effettuano le analisi secondo il DM 14/1/2008; la verifica per Stato Limite di salvaguardia della vita (SLV) può essere eseguita in alternativa a quella di collasso (SLC) (par 8.3 DM 14/1/2008)

Le analisi sono state svolte secondo le Norme Tecniche 2008

Analisi lineari

Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del **fattore q** , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- **$q = 2,0$ au/a1** per edifici regolari in elevazione
- **$q = 1,5$ au/a1** negli altri casi

in cui au e a1 sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto au/a1 pari a 1,5.

La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al § 7.2.2 delle NTC, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidità e resistenza nel loro piano.

Verifica edificio esistente

Al termine della verifica, è necessario eseguire i seguenti controlli:

Verifica N/M_p (ok se < 1)

Verifica di pressoflessione nel piano

Verifica V (ok se < 1)

Verifica a taglio

Verifica N/M_o (ok se < 1)

Verifica di pressoflessione ortogonale al piano

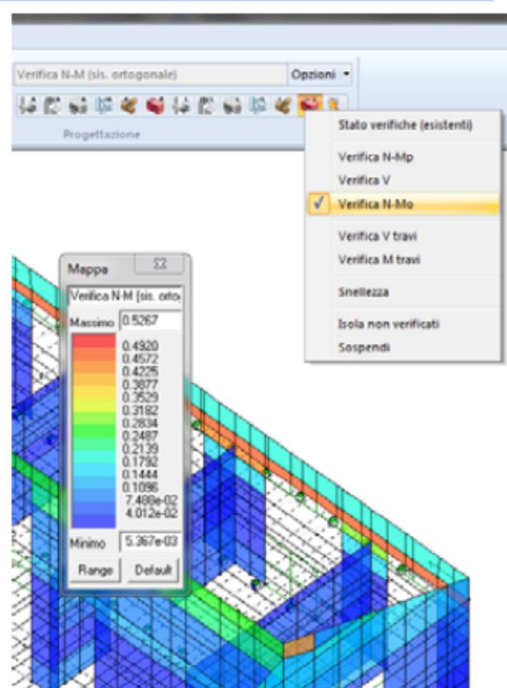
Per le travi in muratura:

Verifica V travi (ok se < 1)

Verifica a taglio nelle travi di muratura

Verifica M travi (ok se < 1)

Verifica a momento nelle travi di muratura



8.7.5 PROGETTO DELL'INTERVENTO

Per tutte le tipologie costruttive, il progetto dell'intervento di adeguamento o miglioramento sismico deve comprendere:

- verifica della struttura prima dell'intervento con identificazione delle carenze e del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto);
- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- verifica della struttura post-intervento con determinazione del livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU (e SLE se richiesto).

Con gli interventi individuati le verifiche, secondo le NTC2008, risultano superate, si ricorda che la struttura dopo gli interventi è in grado di sopportare il 60% delle azioni sismiche ($0,6 \times a_g$ di NORMA).