

RELAZIONE GENERALE DI CALCOLO STRUTTURALE

LAVORI DI RESTAURO CONSERVATIVO DELL'IMMOBILE DENOMINATO
"EX MONASTERO DI SAN PIETRO MARTIRE

1. Premessa

Il progetto di cui in oggetto prevede la riqualificazione dell'ex complesso di San Pietro Martire nella città di Vercelli. La struttura è ubicata nel centro storico del Comune tra le vie Dante Alighieri e Gian Battista Viotti.

La datazione dell'epoca di costruzione dell'immobile, determinata dall'analisi storica, presente più esaurientemente nella relazione generale del presente progetto, tende a collocare alla fine del 1200 la costituzione del primo impianto della chiesa. Tuttavia ai fini delle seguenti verifiche strutturali, occorre considerare l'ampliamento seguente avvenuto nella metà del 1600 che, di fatto, costituisce l'epoca di prima costruzione dell'impianto strutturale di cui si svolgeranno le seguenti verifiche.

Le strutture portanti sono costituite da setti murari con sezioni variabili tra i 50 e i 110 cm. Le murature sono realizzate in mattoni pieni artificiali (sez. media 12x25x5.5 cm) e malta di calce idraulica o cementizia.

Gli orizzontamenti sono costituiti da sistemi voltati in muratura o da solai lignei.

Le coperture, realizzate con elementi lignei, sono costituite da capriate palladiane o tipo Trieste, ovvero da semplici coperture a falde inclinate.

Il presente progetto definitivo, in ragione dell'importanza storica del complesso in esame, si propone di eseguire un miglioramento strutturale, come disposto dalle NTC di cui al D.M. del 14/01/2008 al § 8.4.2.

Preliminarmente, la Stazione Appaltante ha incaricato la Ditta Giancarlo Maselli s.r.l. di svolgere indagini diagnostiche e prove sperimentali sulle strutture per caratterizzare i vari elementi costituenti l'aggregato edilizio in esame. La suddetta Ditta ha eseguito le seguenti analisi:

1. scavi fondazionali volte ad individuare la geometria delle fondazioni;
2. prove sulle murature portanti eseguite con martinetti piatti semplici e doppi, prove di resistenza a taglio tramite martinetto di contrasto ad espulsione e prove soniche ed ultrasoniche;
3. analisi endoscopiche per ricostruire la sezione stratigrafica degli orizzontamenti;
4. prove di tiro sulle catene esistenti per individuare lo stato tensionale degli elementi;
5. rilievo ed indagini sugli elementi lignei per conoscere la geometria degli elementi portanti della copertura ed individuarne le caratteristiche meccaniche;

2. Normativa tecnica

Il calcolo delle strutture è stato eseguito nel rispetto delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. del 14/01/2008 (NTC08). Si sono altresì osservate le direttive specifiche per le varie tipologie di elementi strutturali ed i materiali utilizzati; di seguito si riporta l'elenco delle normative tecniche prese in considerazione per il calcolo degli elementi strutturali:

- D.M. 14/01/2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- Ordinanza Pres. Cons. Min. n. 3274 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", G:U. n. 105 del 8/5/2003, e successive modifiche ed integrazioni.
- UNI EN 1996-1-1:2006 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-2:2006 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature
- UNI EN 1996-3:2006 Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

- UNI ENV 1998-1-4 Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 1-4: Regole generali - Rafforzamento e riparazione degli edifici.
- UNI EN 1998-3 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici
- Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica.
- Legge 2 Febbraio 1974, n. 64 Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- DPCM - Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni - (GU n. 24 del 29 gennaio 2008- Suppl. Ordinario n. 25)
- Decreto Legislativo 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137".

3. Testi specialistici di riferimento ed algoritmi di calcolo

Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura. - Novembre 2009 - Università degli Studi di Padova Facoltà di Ingegneria dipartimento di costruzioni e trasporti.

Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) - Dipartimento Protezione Civile - Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni (27 agosto 2009).

Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (ReLUIS) - Dipartimento Protezione Civile - Linee guida: Modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione/miglioramento/ricostruzione di edifici inagibili (4 marzo 2010).

Sistemi Voltati in muratura – Teoria ed Applicazioni M. Paradiso G. Tempesta S. Galassi F. Pugi

4. Calcolo e codice di calcolo

Software-house Aedes Stabilità di Archi e Volte & Sistemi Voltati in muratura
licenza N°11979 intestata alla Well Tech srl

Cine 1.0.4: Procedura automatica per il calcolo e la verifica di meccanismi di pareti in muratura.

5. Azione sismica

L'intero Complesso Ex complesso San Pietro Martire è collocato all'interno del centro storico di Vercelli. Per gli edifici di interesse storico-monumentale, un eventuale progetto di adeguamento sismico si scontrerebbe con la necessità di conservazione del sistema strutturale originario nonché con i vincoli d'intervento posti sullo stesso Bene; in tal senso la NTC08 al § 8.4 specifica che: "...per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza."

Le considerazioni su esposte sono poste alla base delle scelte progettuali che si svilupperanno nel seguito della presente relazione.

5.1. Azione Sismica di Riferimento

Le "NTC08" permettono di descrivere l'azione sismica sia mediante accelerogrammi sia mediante spettri di risposta; per il complesso edilizio in parola si assumono questi ultimi.

Per quanto attiene la determinazione delle azioni sismiche le "NTC08" individuano, quale elemento di conoscenza primario, la "pericolosità sismica di base" riferita al sito di costruzione con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} .

L'input sismico viene definito innanzitutto ai sensi delle "NTC08" quindi, considerando che l'edificio in oggetto rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, è opportuno valutare anche quanto contenuto nella "D-BC¹".

5.2. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Le "NTC08" definiscono le azioni sismiche su ciascuna costruzione in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

¹ Al punto C2.4.2 la "Circ09" indica che "Per edifici il cui collasso può determinare danni significativi al patrimonio storico, artistico e culturale (quali ad esempio musei, biblioteche, chiese) vale quanto riportato nella "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni" del 12.10.2007 e ss.mm.ii."

La vita nominale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Per le costruzioni in esame si è assunta una vita nominale V_N pari a 50 anni. Potrebbe sembrare un controsenso definire la vita nominale di un immobile che ha già diverse centinaia di anni, ma la *ratio* della Norma è quella di definire una durata temporale (35, 50, 100 anni) in cui l'immobile originario, dopo aver subito tutti gli interventi strutturali necessari, risulta congruo alla fruizione in funzione della futura destinazione d'uso.

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, non trattandosi di "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.etc....", la costruzione ricade in classe d'uso II; conseguentemente il coefficiente d'uso C_U risulta pari a 1.0. Ne risulta che il periodo di riferimento V_R è pari a:

$$V_R = 50 \text{ anni}$$

5.3. Stati limite e relative probabilità di superamento

Il punto 3.2.1 delle "NTC08" definisce, nei confronti delle azioni sismiche, quattro stati limite. Gli SLE vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli SLU in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite considerato viene associata la relativa probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica.

Lo Stato Limite di Operatività, introdotto dalle "NTC08", si riferisce alle opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, etc.); considerato inoltre che **la costruzione in questione è esistente, la presente valutazione della sicurezza non prende in esame il predetto Stato Limite di Esercizio.**

Inoltre il primo capoverso del § 8.3 delle "NTC08" indica che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU.

Le Verifiche agli SLU, precisa il secondo capoverso del § 8.3. delle "NTC08", possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC). La "Circ09", al § C8.3, precisa che, fornisce istruzioni per lo Stato Limite di Collasso, solo per costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio. **Per i motivi esposti la presente valutazione prende in esame, quale SLU, lo Stato Limite di salvaguardia della Vita.**

Si precisa inoltre che, secondo quanto indicato al § 7.2.1 delle "NTC08", le caratteristiche delle costruzioni in oggetto consentono di non considerare la componente verticale dell'azione sismica nella modellazione globale.

Le forme spettrali corrispondenti ai diversi Stati Limite di riferimento vengono definite in funzione delle relative probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , e dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale a_g , F_0 e $T^*_{C,2}$ riferiti al sito su cui sorge il complesso.

² a_g è l'accelerazione orizzontale massima del sito; F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; T^*_c è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Essendo consuetudine utilizzare quale parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il relativo periodo di ritorno T_R , si ricorda che quest'ultimo, fissata la vita di riferimento V_R e la probabilità di superamento P_{VR} (associata a ciascuno degli stati limite), è determinabile mediante la seguente relazione.

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori di a_g , F_0 e T^*_C , sono stati determinati mediante il foglio elettronico "Spettri-NTC ver.1.03", disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, partendo dalle coordinate geografiche (ED50: latitudine 42°.35768, longitudine 8°.42117).

Detti valori, sono stati determinati utilizzando sia il metodo della "media ponderata" (definito dalle "NTC08") sia quello della "superficie rigata" (esposto nella "Circ09"); per il sito in esame si sono ottenuti valori pressoché coincidenti.

A titolo esemplificativo si riporta, nella seguenti figure, l'andamento dell'accelerazione al crescere del tempo di ritorno.

La figura seguente riporta i parametri, riferiti al caso in esame, che definiscono le forme spettrali associate ai diversi Stati Limite:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **D** info

Categoria topografica **T1** info

$S_S = 1,800$ $C_C = 2,381$ info

$h/H = 1,000$ $S_T = 1,000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o Regol. in altezza **no** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

5.4. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV - NTC):

Tabella 3.2.IV (NTC) Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$


*Per l'area in oggetto, vista la morfologia, ricade nella **categoria topografica***

T1. Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

5.5. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1. Per le categorie di sottosuolo **B**, **C**, **D** ed **E** i coefficienti S_s e C_c possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_0 e T_c relativi al sottosuolo di categoria **A**, mediante le espressioni fornite nella Tab. 3.2.V (NTC), nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
 D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

5.6. Amplificazione topografica ST

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico ST riportati nella Tab. 3.2.VI (NTC), in funzione delle categorie topografiche definite in § 3.2.2 (NTC) e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

5.7. Valutazione risposta sismica

La combinazione dell'azione sismica con le altre azioni, riportata al punto 2.5.3 delle "NTC08", per l'aggregato in esame si può semplificare come segue:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

dove:

- E è l'azione sismica per lo stato limite in esame
- G1, G2 sono i carichi permanenti rispettivamente strutturali e non strutturali;

- ψ_{2j} sono i coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_{kj}
- Q_{kj} sono i valori caratteristici dei carichi variabili Q_{kj}

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali mediante la relazione:

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

RIASSUNTO PARAMETRI AZIONE SISMICA

Di seguito si riassumono in forma tabellare i dati per la caratterizzazione sismica dell'area interessata dai lavori:

Complesso Ex Sant'Andrea – Vercelli -	
Latitudine	42°.35768
Longitudine	8°.42117
Classe d'uso struttura	II
Vita Nominale struttura	VN \geq 50 anni
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50 anni
Categoria di sottosuolo	Tipo D
Categoria topografica	T1
Amplificazione topografica (coeff. ST)	ST = 1,0

6. Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Ai sensi del Cap. C8A.1.A.4 della Circolare 02/02/2009 n. 617, secondo le indicazioni della Tabella C8A.1.1, poiché risultano acquisiti il rilievo geometrico, effettuate verifiche in situ, indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali, si ritiene raggiunto il LIVELLO DI CONOSCENZA LC2 cui corrisponde il FATTORE DI CONFIDENZA FC = 1,20. Si definiranno pertanto i seguenti valori dei parametri meccanici:

Resistenze: valore medio intervallo di Tabella C8A2.1

Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 della Circolare n. 617 per la tipologia muraria in considerazione.

7. Valutazione indagini meccaniche sulle strutture portanti in muratura

L'intero complesso ex San Pietro Martire è costituito da setti in muratura portante realizzata con mattoni pieni artificiali e malte di calce o cementizia. Gli interventi di manutenzione che nel tempo si sono succeduti hanno di fatto creato un'eterogeneità nelle malte che in alcuni punti si possono considerare in discreto stato di conservazione, mentre nella maggior parte degli elementi è presente un elevato livello di dissesto. Tuttavia dalle prove dirette svolte dalla Ditta incaricata, martinetti piatti singoli e doppi, si è constatato che la tensione d'esercizio presente sugli elementi in oggetto è notevolmente inferiore a quella di rottura, con fattore di sicurezza che varia tra 2.61 e 16.6. Tale circostanza è determinata dal notevole spessore dei paramenti murari in ragione dell'esiguità dell'altezza degli stessi paramenti murari che non superano le due elevazioni fuori terra. Sulle murature sono state eseguite anche prove di resistenza a taglio per sfilamento diretto del concio che hanno dato discreti risultati nello studio della coesione mattone-malta. Si riportano i valori estrapolati dalle prove eseguite nella seguente tabella in cui sono indicati lo stato tensionale τ , la tensione di rottura σ_r ed il modulo elastico E ai vari step di carico; il modulo elastico medio è calcolato con la media dei suddetti valori:

Prova	τ (Mpa)	σ_r (Mpa)	E (Mpa)	K di sicurezza
MP.01	0,30	1,63	1551 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 1155 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 994 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 596 ($\Delta p = 0,6 - 0,8$ Mpa) 534 ($\Delta p = 0,8 - 1,0$ Mpa) 966 Medio	5,49
MP.02	0,71	3,59	2000 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 2088 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 2258 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 2923 ($\Delta p = 0,6 - 0,8$ Mpa) 2895 ($\Delta p = 0,8 - 1,0$ Mpa) 2433 Medio	5,09
MP.03	0,17	2,88	1320 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 1670 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 1576 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 912 ($\Delta p = 0,6 - 0,8$ Mpa) 1378 ($\Delta p = 0,8 - 1,0$ Mpa) 1371 Medio	16,96
MP.04	0,12	1,17	961 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 355 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 281 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 532 Medio	10,00

MP.05	0,38	1,96	1331 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 1334 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 1924 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 787 ($\Delta p = 0,6 - 0,8$ Mpa) 589 ($\Delta p = 0,8 - 1,0$ Mpa) 1193 Medio	5,11
MP.06	0,17	2,67	2714 ($\Delta p = 0,0 - 0,2$ Mpa) 2094 ($\Delta p = 0,2 - 0,4$ Mpa) 1681 ($\Delta p = 0,4 - 0,6$ Mpa) 1377 ($\Delta p = 0,6 - 0,8$ Mpa) 1590 ($\Delta p = 0,8 - 1,0$ Mpa) 1891 Medio	15,76

Report delle prove con martinetti piatti singoli e doppi

8. Valutazione delle indagini relative alle strutture portanti di copertura in legno

L'intero complesso presenta delle coperture a falde inclinate aventi come struttura di supporto delle capriate in legno. Sono presenti tre tipologie di capriate:

- tipologia "A" (posta su zona Via Dante Alighieri) composta da due elementi lignei che poggiano sopra tre setti murari in mattoni.
- Tipologia "B" (posta su zona Via Dante Alighieri) composta da due elementi lignei che poggiano da un lato su un setto murario in mattoni e dall'altro hanno una saetta di rinforzo;
- Tipologia "C" (posta su copertura chiesa) composta da capriate semplici strutturate con classico schema di catena, due puntoni, un monaco e due saette.

Dall'esame visivo ma soprattutto dalle analisi di laboratorio (analisi *Ultrasoniche*, *Resistografiche* e *Xilotomiche*), si è constatato che gli elementi lignei si presentano, sulla copertura insistente sulla via Dante, in un discreto stato di conservazione, mentre la copertura posta sulla chiesa è in cattivo stato di conservazione. Dalle analisi quindi sembrerebbero preservabili le strutture lignee poste sulla via Dante mentre da sostituire quelle insistenti sulla chiesa. Tuttavia anche le coperture sulla via Dante, a parere dello scrivente, dovrebbero essere sostituite, sia per la tipologia di copertura, non conforme ad un corretto schema statico, sia perché dalla sovrapposizione delle piante si è constatato che alcuni dei setti che ricevono il carico dalla copertura, scaricano sulle volte carichi concentrati incompatibili con questi orizzontamenti; infatti tali murature poste a sostegno della copertura non sono sempre poste in continuità con quelle portanti sottostanti. Si ritiene quindi che i setti d'appoggio riscontrati nei sottotetti siano delle superfetazioni inserite nel tempo per ridurre le frecce d'inflessione degli elementi lignei vetusti.

9. Valutazione verifica sismica

La stazione appaltante ha dato specifico mandato per eseguire la verifica sismica del complesso di cui in oggetto alle ditte *Giancarlo Maselli s.r.l. e Gaincarlo Furno s.r.l. Ingegneria ed Architettura*. L'analisi sismica è stata condotta eseguendo due tipologie di verifica:

- verifica globale del manufatto;
- verifica locale degli elementi strutturali verticali portanti.

9.1. Valutazione della sicurezza sismica

L'analisi è condotta con il metodo "Analisi Statica Non Lineare", considerata dalla normativa il metodo naturale di verifica delle strutture in murature in condizioni sismiche.

La modellazione della struttura è stata condotta prescindendo dalla presenza delle coperture in legno e coppi poiché tale materiale, pur fornendo un contributo in termini di massa, può essere considerato inconsistente per la sua elevata deformabilità.

La presenza delle coperture e dei carichi su di esse agenti (peso proprio e carico neve) sono stati tenuti in conto da un punto di vista statico applicando alle pareti portanti le azioni ad esse trasmesse dalla copertura stessa.

9.2. Gli indicatori di rischio sismico

L'indicatore di rischio sismico rappresenta il rapporto tra capacità e domanda

$$R_c = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0.41}$$

dove la capacità è espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato secondo le NTC.

Valori prossimi o superiore all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Per il calcolo del moltiplicatore dell'azione sismica che attiva una data "modalità di collasso" per lo stato limite ultimo, si procede distinguendo due contributi: uno relativo alle sollecitazioni derivanti dall'aliquota "non sismica" della combinazione ed uno relativo all'aliquota sismica.

9.3. Quantificazione del livello di sicurezza

Il sistema di verifica si basa sulla deformabilità dell'edificio, e consiste in un confronto di spostamenti corrispondenti ai diversi Stati Limite.

Il livello di sicurezza può essere valutato in riferimento all'accelerazione ultima, ovvero al "Sisma Convenzionale" che richiede una domanda di spostamento pari allo spostamento ultimo d_u .

Tale accelerazione viene valutata mediante un procedimento iterativo: al crescere del periodo di ritorno cresce sia l'accelerazione su suolo rigido a_{rg} , sia la domanda di spostamento specifica.

In conclusione per la valutazione della capacità saranno considerati i seguenti stati limite:

- 1 - spostamenti di interpiano (SLD)
- 2 - riduzione della forza superiore al 20% della massa.

Per quanto riguarda la capacità in termini di spostamento e vulnerabilità per i vari stati limite:

- superamento dello spostamento di interpiano SLD definito in termini di capacità, TR e PGA.

Per quanto riguarda la capacità in termini di spostamento e vulnerabilità relative alle murature:

- rottura a pressoflessione definita in termini di capacità, TR e PGA
- rottura a taglio definita in termini di capacità, TR e PGA.

Per quanto riguarda il superamento dello spostamento relativo della pressoflessione e del taglio:

- definito in termini di capacità, TR e PGA.

Per quanto riguarda la rottura fuori piano:

- definita in termini di capacità, TR e PGA.

Per quanto riguarda lo spostamento corrispondente alla riduzione della forza del 20% della massima:

- definito in termini di capacità, TR e PGA.

9.4. Sintesi della “relazione di verifica globale”

Verifica degli elementi dichiarati esistenti mediante analisi statica non lineare

Accelerazione di aggancio SLV ($ag/g_{SLV} \cdot S \cdot ST$) $PGA_{SLVrif} = 0.066$

Accelerazione di aggancio SLD ($ag/g_{SLD} \cdot S \cdot ST$) $PGA_{SLDrif} = 0.033$

$Tr_{SLVrif} = 475$ anni

$Tr_{SLDrif} = 50$ anni

L'analisi svolta ha dato esito positivo in quanto sia in termini di accelerazione che, di conseguenza, in termini di tempo di ritorno i valori ottenuti sono risultati maggiori dei valori di riferimento per il sito in oggetto.

Si può quindi concludere che la verifica globale ha dato **ESITO POSITIVO.**

10. Verifica dei setti murari

La verifica sismica condotta dall'Ing. Furno e dall'Ing. Maselli, incaricati dalla stazione appaltante, ha eseguito, oltre alla succitata verifica globale, anche delle verifiche locali volte ad individuare la stabilità dei singoli paramenti murari.

Dette verifiche locali hanno evidenziato che alcuni paramenti murari presentano carenze strutturali che si evidenziano attraverso gli indicatori utilizzati dai suddetti professionisti, ovvero in termini di T_R ed in relazione all'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo di collasso. Il sottoscritto, preso atto di quanto riportato nella verifica sismica, ha eseguito ulteriori analisi di verifica sugli elementi indicati nei report di output della verifica sismica. Nello specifico sono stati indagati tutti gli elementi non verificati ad esclusione di quelli insistenti nei locali della chiesa di San Pietro Martire in quanto non facente parte del presente progetto strutturale. Sono state eseguite due tipologie di verifica sui paramenti murari: 1) analisi di equilibri cinematico, 2) verifiche meccaniche di pressoflessione fuori piano. Non si sono indagati altri meccanismi di collasso in quanto nei report di output della verifica sismica si evidenzia chiaramente che sui setti murari non verificati le maggiori problematiche riguardano proprio le verifiche a pressoflessione fuori piano e i meccanismi di ribaltamento cinematico.

Le ulteriori verifiche condotte dallo scrivente hanno confermato le risultanze riportate nella verifica sismica.

Per i suddetti elementi non è possibile, in ragione al valore storico del bene procedere all'adeguamento di tali elementi, tuttavia nell'ottica del miglioramento strutturale si sono previsti due tipi di intervento:

- miglioramento delle malte nelle murature onde aumentare la resistenza caratteristica della stessa
- inserimento di catene metalliche per ridurre i possibili fenomeni di ribaltamento.

I report di verifica si riportano nell'elaborato "verifica sui setti murari portanti e sulle coperture in legno" E_183_030.

11.Verifica delle volte in muratura esistenti

Per le analisi delle volte occorre effettuare una premessa di carattere teorico che chiarisca il metodo adottato per la verifica di tali elementi e l'analisi svolta dall'algoritmo di calcolo automatico presente nel software utilizzato. Tali elementi strutturali sono stati studiati e verificati attraverso l'ausilio del software SAV SVM *Stabilità di Archi e Volte* dell'azienda AEDES.

Le strutture voltate sono frequentemente oggetto di indagine elastica, più o meno raffinata, che di fatto non è convincente in quanto non considera la rigidità dei blocchi di assemblaggio dell'arco. Questa tipologia strutturale è infatti studiata correttamente solo se è pensata costituita da componenti rigidi (i conci) in grado di trasmettersi soltanto forze di compressione (attraverso le interfacce dei conci).

Ne deriva un'indipendenza del calcolo da presunti moduli di elasticità della muratura, ma non solo: secondo la teoria di Heyman, la capacità resistente della muratura è sostanzialmente indipendente dalla sua resistenza a compressione. La verifica diviene quindi di tipo geometrico, nell'ambito della statica grafica che

da sempre ha guidato la concezione e la realizzazione di queste tipologie strutturali.

La sinergia fra la corretta impostazione di queste strutture (**elementi rigido-fragili**) e il moderno **metodo agli elementi finiti** liberano dalla necessità di presupporre schemi simmetrici o soggetti a carichi predeterminati, consentendo un'**analisi generalizzata che conduce anche ai moltiplicatori di collasso** per carichi verticali e per azioni orizzontali. Quest'ultima opportunità è direttamente collegata all'analisi sismica della struttura.

Il software utilizzato, nello specifico, consente di effettuare le seguenti operazioni:

- **descrizione in pianta della struttura voltata** suddividendola in un numero di 'archi ideali' ≥ 1 ;
- **definizione di aree di carico**, e più esattamente: carichi di superficie, lineari e concentrati, variamente disposti sull'estradosso della pavimentazione della volta; i carichi vengono definiti in **Condizioni di Carico Elementari (CCE)**, e ad ogni carico è possibile associare l'effetto del moltiplicatore in direzione verticale o orizzontale; le CCE vengono combinate in **Combinazioni di Condizioni di Carico (CCC)**, che costituiranno appunto i casi di carico analizzati; l'esecuzione dell'analisi risolve in una sola istanza tutti gli archi della volta per tutte le CCC, ed esegue eventualmente il calcolo dei moltiplicatori di collasso (se richiesto nei Parametri di Calcolo);
- **progettazione delle dimensioni dei nastri in FRP** da porre in intradosso o estradosso per il consolidamento della struttura;

inoltre con l'integrazione della Verifica di Stabilità di Archi in Muratura si possono eseguire le seguenti analisi:

- Analisi statica sotto un sistema di forze, con definizione del poligono funicolare e delle caratteristiche di sollecitazione nei conci dell'arco, (metodo messo a punto e sperimentato dal Dipartimento di Costruzioni, Facoltà di Architettura, Università degli Studi di Firenze, fondato sulle ipotesi di J.Heyman). Superamento dei limiti dei metodi tradizionali (ad esempio, il metodo di Mery).
- **Carichi verticali ed orizzontali, distribuiti e/o concentrati, generici ed in posizione qualsiasi**, per archi anche non simmetrici, con angoli alle imposte qualsiasi.

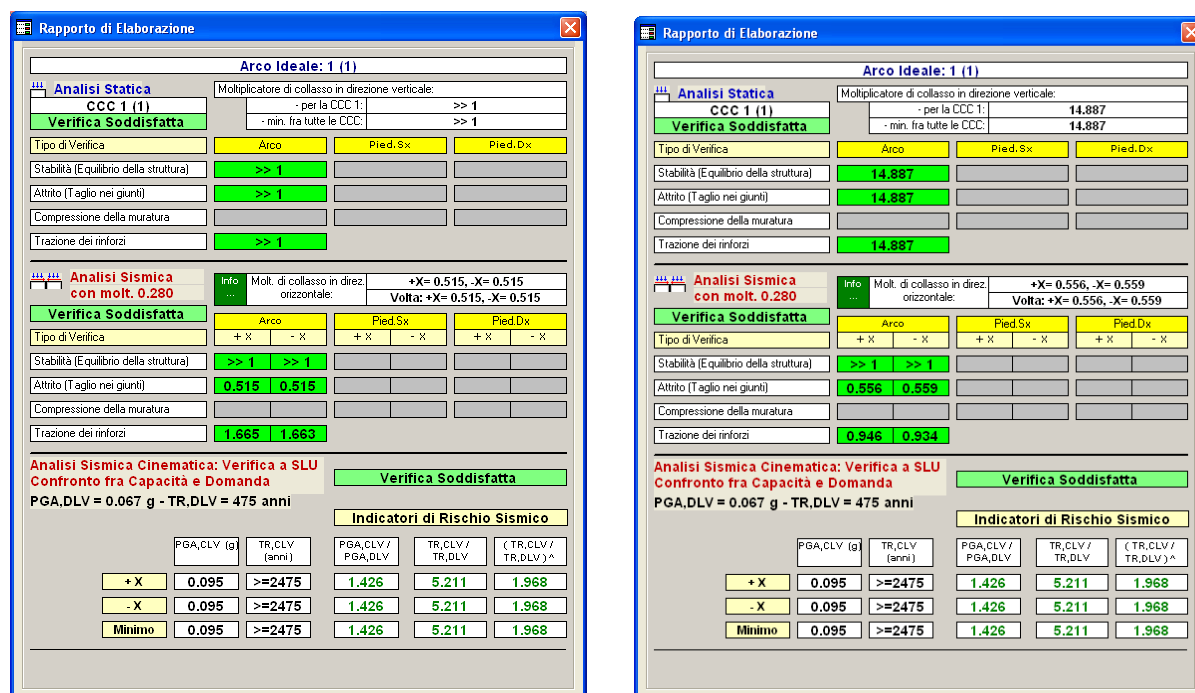
Oltre alla verifica di stabilità, con l'ausilio di tale software è possibile, e si sono svolte le seguenti analisi di verifica per:

- Attrito (Taglio nei giunti),
- Compressione della muratura,
- Trazione dei rinforzi,
- Definizione del moltiplicatore di collasso, per ogni meccanismo resistente sottoposto a verifica, per carichi verticali e orizzontali,
- Analisi sismica sotto moltiplicatore orizzontale specificato in input,
- Calcolo dell'accelerazione sostenibile PGA,DS allo Stato Limite Ultimo (Stato Limite di salvaguardia della Vita) conformemente al D.M. 14.1.2008.

Sulle strutture in esame, è stata svolta una verifica dello stato fatto, salvo effettuare nel seguito la verifica dello stesso elemento con l'inserimento di

elementi di rinforzo che favoriscano la verifica dell'elemento stesso. Per tali elementi strutturali si è raggiunto il livello di adeguamento sismico.

Nel seguito, a titolo esemplificativo, si riporta uno schema dell'output del software utilizzato dal quale si evince che, per l'arco ideale inputato risultano soddisfatte le verifiche precedentemente elencate.



Nella fase di progetto, come accennato in precedenza, sono state apportate delle modifiche nei materiali componenti le volte ed inoltre sono stati inseriti elementi di rinforzo strutturale quali fibre di carbonio e tirantature metalliche; si riportano nel seguito l'elenco delle operazioni previste in progetto da attuarsi sui sistemi voltati:

- svuotamento del materiale di riempimento delle volte (rinfianchi) e sostituzione dello stesso con conglomerato alleggerito con argilla espansa;
- ricostituzione delle malte nei conci strutturali;
- realizzazione di rinforzi strutturali con fibre di carbonio e resine epossidiche con applicazione attraverso primer bi componente secondo le

direzioni principali di orditura degli archi ideali (vedi Tav. E_183_032 e E_183_033);

- posa in opera di tirantature in ferro ϕ 30 con capo chiave 35x35 cm;

a seguito di tali interventi progettuali si è eseguito nuovamente il calcolo degli elementi voltati che ha restituito esito positivo.

Si rimanda allo specifico elaborato "Fascicolo di calcolo di volte in muratura" E_183_031.

12.Verifica degli elementi lignei di copertura

Le coperture del complesso, come accennato nei paragrafi precedenti, sono realizzate mediante struttura portante in legno massello. Esse hanno diverse tipologie strutturali; alcuni sistemi sono caratterizzati da capriate palladiane o di tipo Trieste, mentre in alcune zone sono presenti coperture a falde inclinate poggianti sulle murature portanti. Gli elementi componenti l'orditura principale si presentano in cattivo stato di conservazione, così come evidenziato dai rilievi meccanici; le analisi xilotomiche indicano un avanzato stato di degrado che influisce negativamente sulla resistenza degli elementi portanti. Il progetto prevede quindi lo smontaggio delle strutture di copertura e la collocazione di nuovi elementi portanti composti da travi in legno massiccio del tipo larice NS2 aventi le seguenti caratteristiche:

classe	f _{mk}	f _{t0k}	f _{t90k}	f _{c0k}	f _{c90k}	f _{vk}	E _{0m}	E _{90m}	G _m	k	E _{0,05}
Larice/N S2	32	19	0,6	24	4	4	12000	400	750	6	8000

La struttura formante l'intero pacchetto strutturale di copertura sarà così composto:

struttura portante principale composta da travi in legno larice NS2

- per le coperture semplici a due falde ($i=4,00$ m)
- Per la struttura portante delle capriate ($i=4,00$ m)

struttura secondaria

arcareccii in legno di abete ($i= 2,00$ m)

terza orditura in legno di abete ($i= 80$ cm)

Tutti i nuovi elementi portanti sono stati oggetto di verifica strutturale eseguita attraverso l'ausilio di fogli di calcolo realizzati dallo scrivente in conformità delle NTC '08.

I report di verifica si riportano nell'elaborato "verifica sui setti murari portanti e sulle coperture in legno" E_183_030.

Il Tecnico

(Arch. Calogero Baldo)