



DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PERUGIA

CONTRIBUTI AL
XVII CONGRESSO NAZIONALE
“L’INGEGNERIA SISMICA IN ITALIA”



Pistoia, 17 – 21 settembre 2017

INDICE

Analisi del danno degli edifici ordinari nel centro storico di Norcia a seguito dei sismi del 2016 (versione estesa) (Antonio Borri, Romina Sisti, Andrea Prota, Marco Di Ludovico, Sandro Costantini, Marco Barluzzi, Alessandro De Maria, Elisabetta Aisa, Alessio Bragetti, Francesco Savi, Gianluca Fagotti, Luciano Baldi)	5
Analisi dell'efficacia degli interventi realizzati su edifici del centro storico di Norcia colpiti dai sismi del 2016 (Antonio Borri, Romina Sisti, Andrea Prota, Marco Di Ludovico, Sandro Costantini, Marco Barluzzi, Alessandro De Maria, Elisabetta Aisa, Alessio Bragetti, Francesco Savi, Gianluca Fagotti, Luciano Baldi)	29
Analisi del comportamento di alcuni edifici di culto in Valnerina a seguito dei sismi del 2016 (versione estesa) (Antonio Borri, Romina Sisti, Giulio Castori, Marco Corradi, Alessandro De Maria)	49
Conservazione e sicurezza per il costruito storico: il recupero del complesso edilizio denominato "Quattro Cantoni" nel centro storico di L'Aquila (Luca Reggiani, Laura Simonini, Sara Tavoni, Francesco Doglioni, Antonio Borri)	79
Sismabonus 2017: riflessioni, contributi grafici ed esempi (Antonio Borri, Marco Barluzzi, Alessandro De Maria)	101

Analisi del danno degli edifici ordinari nel centro storico di Norcia a seguito dei sismi del 2016 (versione estesa)

Antonio Borri^a, Romina Sisti^a, Andrea Prota^b, Marco Di Ludovico^b, Sandro Costantini^c, Marco Barluzzi^c, Alessandro De Maria^c, Elisabetta Aisa^c, Alessio Bragetti^c, Francesco Savi^c, Gianluca Fagotti^c, Luciano Baldi^c.

^a Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia, Via G. Duranti 95 06125 Perugia

^b Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli – Federico II, Via Claudio, 21, 80125 Napoli.

^c Regione Umbria - Servizio Rischio Sismico e Programmazione interventi sul rischio idrogeologico, Via Palermo 86/a 06125 Perugia.

Keywords: sisma 2016, edifici in muratura, analisi del danno.

ABSTRACT

Gli eventi sismici del 2016 nel Centro Italia hanno messo in luce differenze notevoli nella risposta sismica delle costruzioni in muratura delle diverse zone. In particolare, gli edifici del centro storico di Norcia, a differenza di quanto accaduto in altri centri abitati nel Lazio e nelle Marche, hanno manifestato un comportamento strutturale più che soddisfacente, tenuto conto dell'entità del sisma che li ha colpiti e della ripetizione di più scosse sismiche in un breve periodo di tempo.

Nel presente articolo vengono mostrate alcune valutazioni statistiche ottenute a partire dai dati delle schede AeDES che sono state compilate nei sopralluoghi di agibilità eseguiti dai tecnici del Servizio Sismico della Regione Umbria negli edifici del centro storico di Norcia.

Dall'esame di queste informazioni è stato possibile correlare il livello di danno degli edifici con alcuni macro parametri strutturali quali, ad esempio: la categoria di intervento effettuato, il numero di piani, l'epoca di costruzione, la posizione della cellula edilizia nel tessuto urbano, ed altri.

1 INTRODUZIONE

Il sisma del 24 agosto 2016 e le successive repliche del 26 e del 30 ottobre 2016 e del 18 gennaio 2017 hanno portato lutti e gravi danni al patrimonio edilizio e culturale dell'Italia centrale.

La Protezione Civile, fra le molteplici attività svolte, ha coordinato il rilievo dei danni, che è stato effettuato tramite gli strumenti schedografici previsti dalle norme per gestire la funzione censimento danni in contesti emergenziali (schede AeDES).

I dati contenuti in tali schede sono utili per ricercare le possibili correlazioni fra i livelli di danno riscontrati e le configurazioni strutturali, e questo è stato fatto dagli autori del presente articolo, con riferimento specifico ai dati relativi agli edifici ordinari del centro storico di Norcia.

I motivi per cui si è scelto di analizzare questo insieme di dati sono numerosi. In primo luogo esso è costituito quasi esclusivamente da edifici in muratura, e quindi formano un campione di studio omogeneo, rappresentativo della situazione di molti centri storici italiani.

Un secondo motivo sta nel fatto che gran parte delle costruzioni nel centro storico di Norcia sono state consolidate o ricostruite ex novo in seguito ai terremoti del 1971, 1979 e 1997; si ha quindi la possibilità di valutare l'efficacia degli interventi realizzati, distinguendoli per categorie, su un campione sufficientemente numeroso di edifici che sono stati "testati" dai ripetuti sismi del 2016.

Altro elemento di rilievo è la conoscenza, nel caso in esame, delle azioni sismiche che hanno interessato quegli edifici; infatti le stazioni accelerometriche presenti in zona (una delle quali si trova proprio in pieno centro storico di Norcia) e le numerose analisi del sottosuolo realizzate nel passato consentono di conseguire una buona conoscenza delle caratteristiche dinamiche di questi fenomeni.

Infine, bisogna sottolineare che dopo la scossa sismica del 30 ottobre 2016 tutti i sopralluoghi di agibilità e rilievo dei danni nel centro storico di Norcia sono stati effettuati esclusivamente dal personale del Servizio Rischio Sismico della Regione Umbria, in rappresentanza del quale alcuni tecnici figurano

fra gli autori della presente memoria. Ogni singolo edificio è stato visionato sia dall'esterno che dall'interno, quando le condizioni ne permettevano l'accesso in sicurezza; ciò ha permesso la conoscenza di informazioni aggiuntive, rispetto a quelle desumibili dalla mera lettura della scheda AeDES, che arricchisce ulteriormente la base di dati a disposizione.

La prima scossa, verificatasi nella notte del 24 agosto 2016 con magnitudo 6.0 ed epicentro ad Accumoli (distante 16,5 km da Norcia), ha causato circa 300 vittime nel Lazio e nelle Marche, devastando i centri abitati di Amatrice, Accumoli, Pescara del Tronto e Arquata del Tronto.

In Umbria, pur non essendoci stata alcuna vittima, si sono verificati molti danni, il cui censimento è iniziato il 25 agosto 2016. Tale attività è stata condotta dal Servizio Rischio Sismico della Regione e da tecnici di altri Enti o privati. Danni rilevanti sono stati registrati in alcune frazioni di Norcia, come ad esempio a San Pellegrino, mentre il centro storico di Norcia si presentava nel complesso agibile, con attività commerciali e turistiche non interrotte, con danni limitati a poche decine di edifici, valutati inagibili (Figura 1) ma comunque non gravemente danneggiati. Gli edifici con queste problematiche erano tutti in pietrame, non consolidati e con pessime caratteristiche costruttive.

Il 26 ottobre 2016 si sono verificate due scosse rilevanti, entrambe con epicentro a Castel Sant'Angelo sul Nera (distante 12,5 km da Norcia): la prima alle 19.10 di magnitudo 5.4, la seconda alle 21.18 di magnitudo 5.9. Tali scosse non hanno causato vittime, ma hanno prodotto gravi danni, fra i quali, in particolare, si ricorda il rovinoso crollo della facciata della chiesa di san Salvatore a Campi di Norcia. Non è stato tuttavia possibile valutare accuratamente i danni causati da tali scosse, a causa del verificarsi, dopo soli quattro giorni, di un ulteriore forte sisma.

Alle 7.40 del 30 ottobre 2016 si è infatti registrata una scossa di magnitudo 6.5 con epicentro tra la frazione di Campi e Norcia stessa. Fortunatamente, anche in questo caso non ci sono state vittime, grazie anche al fatto che buona parte della popolazione, spaventata dalle scosse dei giorni precedenti, aveva trascorso la notte fuori casa. Alcune frazioni, come ad esempio San Pellegrino e Castelluccio di Norcia, risultavano quasi interamente crollate. Danni gravissimi si sono riscontrati nelle campagne circostanti il centro storico, con crolli rovinosi anche di edifici industriali e di edifici abitativi in c.a. Danni ingenti hanno interessato anche le costruzioni del centro storico di Norcia, dichiarato interamente zona rossa e dove tutte le principali chiese sono crollate.

Le tre repliche del 18 gennaio 2017, con epicentro a Capitignano (AQ), distante 34 km da Norcia, hanno avuto magnitudo di 5.1 (ore 10.25), 5.5 (ore 11.15) e 5.4 (ore 11.25). Tali scosse hanno prodotto su alcuni edifici del centro storico di Norcia un aggravamento del quadro fessurativo già presente.



Figura 1. Esiti di agibilità a Norcia prima del 26 ottobre 2016 (cortesia del COAR di Norcia).

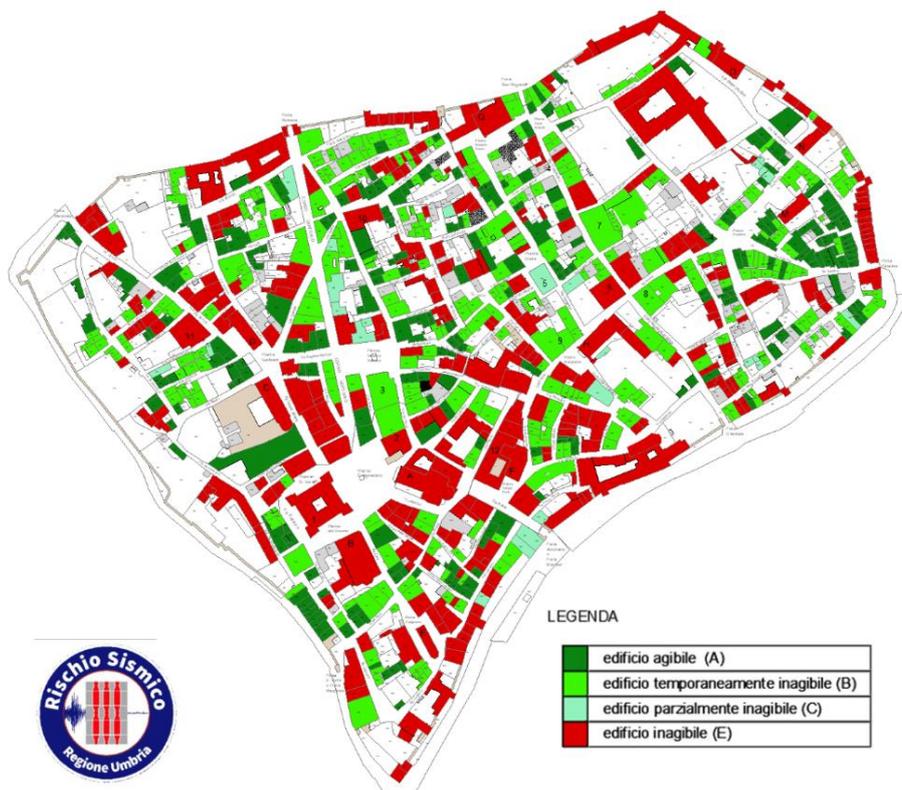


Figura 2. Esiti di agibilità a Norcia al 30 marzo 2017. Nota: nonostante la massima attenzione posta nel trasporre sulla mappa gli esiti espressi tramite le schede AeDES, potrebbero essere presenti alcune inesattezze, dovute anche al fatto che la base cartografica utilizzata non presentava le più recenti modifiche catastali.

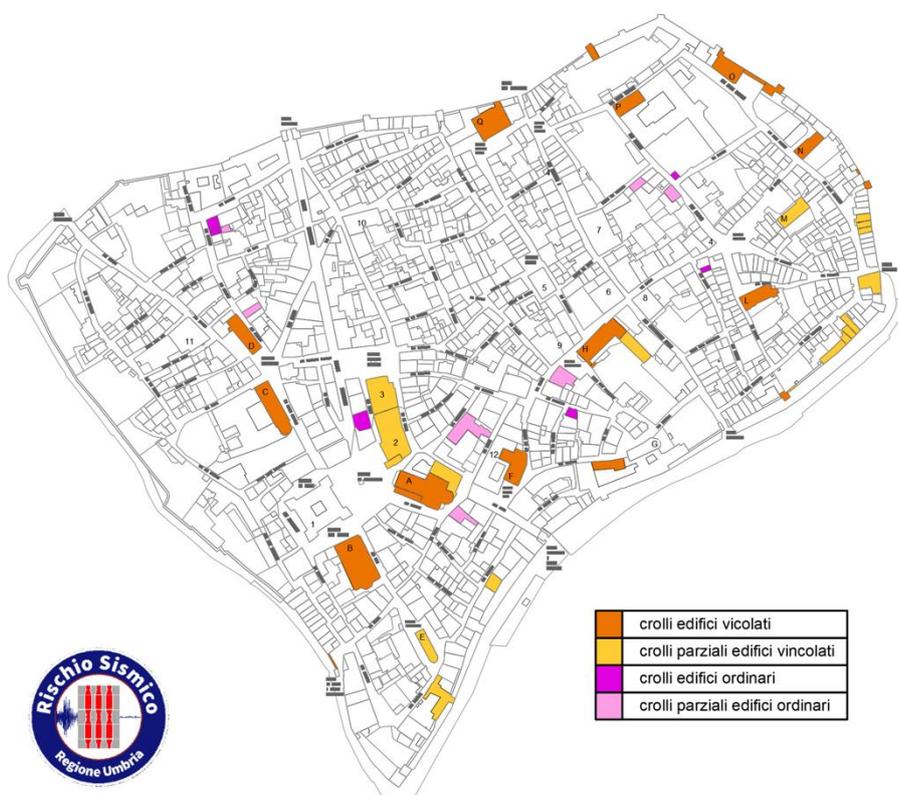


Figura 3. Crolli e crolli parziali a Norcia al 30 marzo 2017. Nota: nonostante la massima attenzione posta nel trasporre sulla mappa i crolli e crolli parziali rilevati durante le attività per i sopralluoghi di agibilità, potrebbero essere presenti alcune inesattezze, dovute anche al fatto che la base cartografica utilizzata non presentava le più recenti modifiche catastali.

2 EFFETTI COSISMICI ED AMPLIFICAZIONE NEL CENTRO STORICO DI NORCIA

Al fine di valutare l'incidenza degli effetti di sito sui danneggiamenti subiti dagli edifici del centro storico di Norcia è necessario riportare, in modo sintetico, alcune considerazioni geologiche sul sito in esame.

La città di Norcia è ubicata al bordo di una ampia valle intermontana percorsa dal Fiume Sordo.

La valle è bordata da una dorsale orientale costituita dall'allineamento M. Vetica - Montagna Fusconi - M. Patino, costituita prevalentemente da rocce calcaree e marnose mesozoiche; essa separa idealmente il dominio pianeggiante del Piano di Santa Scolastica con i piani carsici di Castelluccio.

Il Piano di Santa Scolastica si sviluppa lungo la direttrice Nord-Ovest – Sud-Est per circa 7.5 Km, e per circa 4.5 km di larghezza, esso costituisce una classica tipologia di depressione intermontana di origine tettonica (“graben”) bordata ad Est da una imponente faglia diretta (“linea Nottoria - Preci”) e ad Ovest da una struttura simile di minore importanza.

Fin dal Pleistocene inferiore tale depressione è stata caratterizzata da marcata subsidenza, con episodi di sedimentazione continentale di origine lacustre e fluvio-lacustre (Figura 5). Nel lato Nord-Est di tale depressione sono riconoscibili indizi di presenza di almeno due principali conoidi di deiezione. Tali episodi deposizionali avvenivano contemporaneamente a fasi tettoniche distensive: ciò ha portato oggi alle numerose evidenze sul campo di depositi alluvionali e conoidi vistosamente fagliati, sbloccati e “gradonati” a vari livelli, tanto che sommandosi ulteriormente anche il contributo dell'azione erosiva, delle antiche strutture conoidali oggi rimangono ampie colline prevalentemente detritiche e terrazzi residuali (Figura 6).

Nella zona sono stati eseguiti, già prima della crisi sismica del 2016, studi di microzonazione sia di livello 1 che di livello 2, per il centro storico (Figura 7). Da essi risulta una sostanziale uniformità di risposta sismica del centro storico di Norcia, che infatti viene classificato negli studi di livello 1 come “Area di fondovalle con depositi alluvionali – 6: Zona stabile suscettibile di amplificazione sismica locale”. Gli studi di livello 2 mettono in evidenza un rilevante valore dei fattori F_a e F_v rispettivamente di 1.5-1.6 e 1.1-1.2, per l'intero centro storico con due aree a differente risposta: quella a Nord-Est che mostra valori inferiori (F_a 1.2-1.1, F_v 1.0); quella fuori dalle mura interessata da una spessa coltre di riporti con valori di amplificazione maggiori (F_a 1.7-1.8, F_v 1.5-1.6)

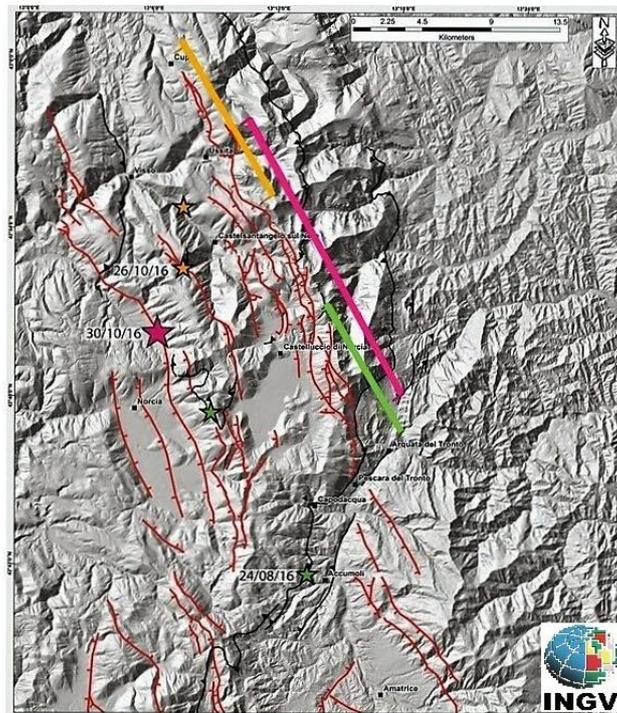


Figura 4. Schema delle principali faglie attive (rosso). Le linee colorate indicano i settori del sistema di faglia lungo i quali sono state prodotte fratture cosismiche (colore riferito all'evento indicato con la stella posta sull'epicentro; dal sito Ingv.it, Rapporto di sintesi sul terremoto in centro Italia M 6.5 del 30 ottobre 2016).

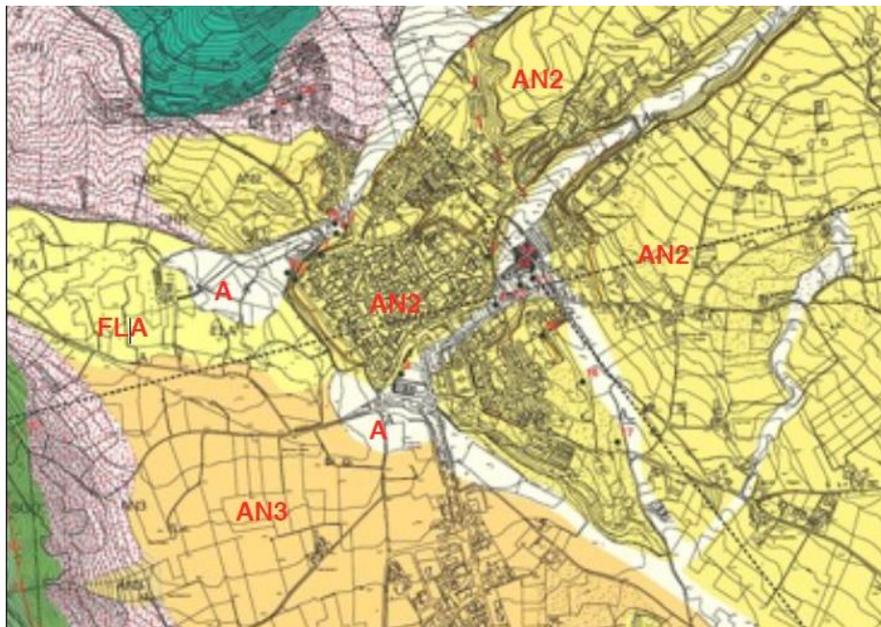


Figura 5. Stralcio della Carta Geologica della Regione Umbria. Depositi alluvionali recenti ed attuali (A), sedimenti lacustri e palustri recenti ed attuali (FLA), alluvioni recenti ed antiche (AN2 conglomerati poligenici in matrice sabbiosa con intercalazioni di sabbie e argille - AN3 conglomerato eterometrico scarsamente maturo con intercalazioni di sabbie e argille).

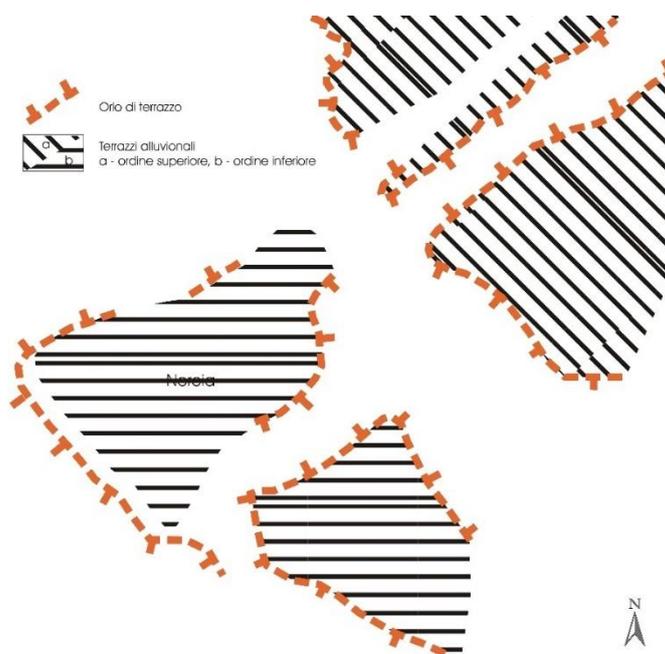


Figura 6. Schema geomorfologico.

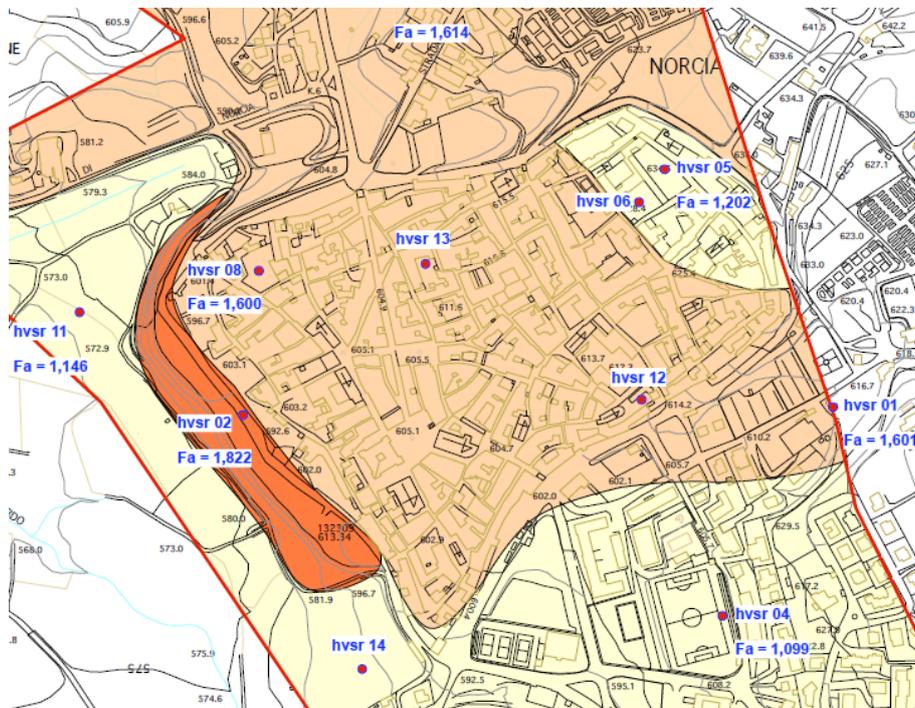


Figura 7. Stralcio tavola di microzonazione livello 2 – Comune di Norcia.

2.1 Terreni di fondazione

Le informazioni geologico/stratigrafiche relative all'interno del centro storico di Norcia sono molto scarse, in tutti i casi si segnala la presenza di terreni di riporto con spessori variabili e sottostante ghiaia localmente cementata. Certamente la stratificazione storica, risultato di continui terremoti disastrosi e le continue ricostruzioni, impediscono di effettuare puntuali valutazioni su eventuali disomogeneità dei terreni fondali in rapporto al livello di danno.

Elementi certi, riscontrati durante i sopralluoghi sono:

- la presenza di locali interrati, spesso non coincidenti con la pianta del fabbricato soprastante. Tali locali sono costituiti da volte a botte in pietrame ed in alcuni casi sono ancora presenti le forme ogivali o semi ellittiche;
- in alcuni scantinati risultano visibili affioramenti del terreno naturale di tipo ghiaioso cementato;
- sono stati rilevati pochissimi casi di cedimento fondale, generalmente legati a modeste porzioni di fabbricato, tipo superfetazioni o accessori relativamente recenti;
- numerosi muri di contenimento risultano crollati per ribaltamento lasciando visibile il terreno contenuto costituito sempre da riporto.

2.2 Fenomeni cosismici rilevati durante i sopralluoghi

Sin dal terremoto del 24 agosto 2016, nell'area di Norcia si sono formate numerose fratture sul terreno, su infrastrutture, con particolare evidenza su manto stradale ed asfalto, e su alcune strutture edilizie. In particolare durante le diverse fasi di sopralluogo sono state annotate tali evidenze effettuando una cernita tra quelle con possibile riferimento esclusivo a fratture cosismiche non gravitative. Data la specificità dei sopralluoghi finalizzati alla stesura delle schede AeDES, non vengono riportate informazioni di fratture più numerose e diffuse rilevabili in campagna. Alcune di queste fratture presentano un rigetto verticale di 1-2 cm e apertura orizzontale di analoga dimensione. Per avere un quadro globale si riporta, in figura 8, l'ubicazione dei fenomeni riscontrati all'intorno di Norcia e in particolare all'interno delle mura.

In alcuni casi le fratture erano state già individuate nei sopralluoghi effettuati prima del 30 ottobre 2016 ma l'evidenza si è certamente accentuata dopo tale data. In particolare, per i fabbricati posti all'interno del centro storico ed interessati da fenomeni cosismici risulta che la maggior parte di essi avevano esito di agibilità prima del 30 ottobre 2016 mentre l'esito si è trasformato in inagibilità dopo tale data. In effetti, nei casi osservati è evidente un limitato stato di danno generale del fabbricato, per scarse lesioni di taglio sulle pareti o di altri fenomeni locali, mentre risulta rilevante il danno localizzato nella

zona di intercettazione della frattura del terreno. Le fratture, seppure non ampie, si seguono in maniera continua sul terreno circostante il fabbricato (vedi casi 1 ÷ 5 della Figura 8). Esse presentano un andamento sinuoso e spesso multiplo, con la caratteristica che tagliano indifferentemente il terreno, i muri di contenimento, le strutture degli edifici (muri, solai, tamponature) senza manifestare apparenti deviazioni nella direzione generale della frattura. Anche se la dislocazione finale non risulta eccessiva, il danno indotto interessa in maniera importante i fabbricati. Nel caso del muro (caso 1) lo spostamento relativo tra le porzioni risulta estremamente contenuto con limitati fenomeni di plasticizzazione locale dei materiali (calcestruzzo e acciaio) ma il muro risulta “tagliato” verticalmente per l’intera altezza.



Figura 8. Evidenze di fratturazioni superficiali rilevate, che hanno interessato edifici. In rosso: sistema di faglie attive individuate da una campagna del 2005 tratte da (DPCN-USSN; “Microzonazione sismica del centro abitato di Norcia. Prima campagna di analisi paleosismologiche agosto-settembre 2005”. P. Galli et Al., rev. 1.1, maggio 2006). In blu: fratture rilevate (la freccia indica la parte ribassata). 1n: riferimento fotografico ai casi illustrati.



Figura 9. Fratturazione superficiale del terreno per il caso 1 di figura 8. Evidenti lesioni si sono prodotte sul setto in c.a. in corrispondenza della frattura del suolo.

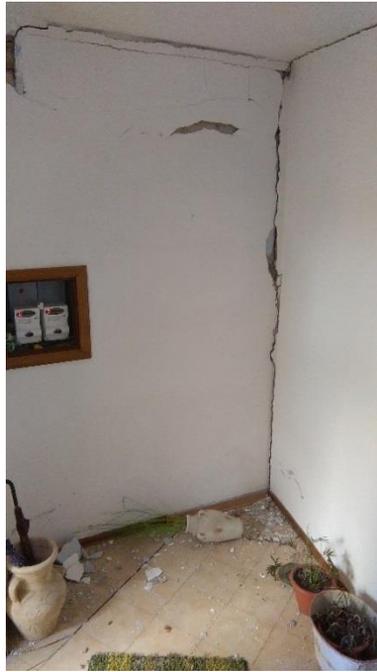


Figura 10. Fratturazione superficiale del terreno per il caso 2 di Figura 8, in prossimità dell'abside della basilica di San Benedetto. La fratturazione ha prodotto lesioni sull'edificio soprastante.



Figura 11. Fratturazione superficiale del terreno per il caso 3 di Figura 8.



Figura 12. Fratturazione superficiale del terreno per il caso 4 di Figura 8.



Figura 13. Fratturazione superficiale del terreno per il caso 5 di Figura 8.

2.3 Considerazioni relative ai fenomeni cosismici

I dati relativi ai fenomeni connessi agli effetti cosismici vanno inquadrati in un contesto più ampio dove il fenomeno va letto nella sua globalità, in relazione alle caratteristiche tettoniche del territorio e delle caratteristiche geotecniche locali, aspetti che verranno certamente trattati nell'ambito degli studi di microzonazione di livello 3 attualmente in fase di avvio.

La direzione delle fratture rilevate, seppure per una estensione limitata, risulta congruente con quella del sistema tettonico attivo presente nella zona NNW-SSE ed in particolare quella rilevata nel punto 4 potrebbe essere la prosecuzione della lineazione già individuata con gli studi del 2006. Anche lo spostamento relativo verticale, dove evidente, risulta conforme con quello rilevato negli stessi studi, individuando una zona con maggiore abbassamento nella fascia che va dal bordo NE delle mura di Norcia, zona Istituto scolastico Battaglia, verso SSE, Loc. Grotti, Via Torbidone.

Non sono state notate attivazioni evidenti del sistema di faglie attive individuate da una campagna del 2005 tratte da [4].

3 ATTIVITÀ DI CENSIMENTO DANNI DOPO IL 30 OTTOBRE 2016

Dopo la forte scossa sismica del 30 ottobre 2016 è iniziata, nel centro storico di Norcia, la messa in sicurezza degli edifici pericolanti e di alcune chiese.

Ai primi di dicembre è quindi iniziata l'attività di rilievo e censimento danni su edifici ordinari, pubblici e privati. Come detto in precedenza, tale attività è stata condotta esclusivamente dal Servizio Rischio Sismico della Regione Umbria, per conto del Dipartimento di Protezione Civile, ed ha visto l'impegno di due-tre squadre al giorno, con due tecnici per ogni squadra.

Per il censimento dei danni è stata usata la scheda AeDES di primo livello, prevista dal Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri del 5 maggio 2011. Tale scheda consente di raccogliere alcune caratteristiche edilizie e strutturali degli edifici oggetto del sopralluogo.

Si ricordano, a titolo di esempio: la posizione dell'edificio nell'aggregato, il numero di piani, la superficie di piano, la tipologia di struttura (in muratura o in c.a.), la tipologia muraria (muratura regolare o irregolare), la presenza di cordoli o catene, la prevalenza di impalcati rigidi o deformabili, la presenza di volte, etc...

Dalla scheda è possibile dedurre informazioni su eventuali interventi di consolidamento strutturale eseguiti sugli edifici, in particolare è possibile conoscere l'epoca di ristrutturazione (eventualmente indicata in aggiunta all'epoca di costruzione) e la tipologia di interventi realizzati sulle murature distinti in tre gruppi: H1 - muratura rinforzata con iniezioni o intonaci non rinforzati, H2 - muratura armata o con intonaci armati, H3 - muratura con altri o non identificati interventi.

Nella scheda sono riportati anche i dati relativi al danno riscontrato e al giudizio di agibilità sull'edificio. I danni sono valutati per ciascun elemento strutturale (pareti, solai, copertura, etc...) e sono classificati mediante una scala che ne valuta la gravità e ne quantifica l'estensione [1].

I dati riportati nella scheda AeDES derivano dall'ispezione diretta dell'edificio eseguita dai tecnici compilatori sia dall'esterno, che (quando possibile in sicurezza) dall'interno, nonché dall'intervista al proprietario/fruttore dell'edificio. Non va dimenticato che, per sua natura, la scheda AeDES è uno strumento speditivo da utilizzare in situazione di emergenza e dunque la sua compilazione non sempre risulta agevole; a volte i tecnici agibilitatori si sono trovati a gestire situazioni complesse con la popolazione terremotata, e più di una volta è capitato di subire scosse sismiche di rilievo durante lo svolgimento dei sopralluoghi. Ulteriori difficoltà sono derivate dalla ripetizione dei sopralluoghi a seguito delle più forti scosse di assestamento, che hanno prodotto, in alcuni casi, rilevanti peggioramenti del quadro fessurativo presente sull'edificio. In particolare, dopo il 30 ottobre 2016 sono stati ripetuti i sopralluoghi su tutti gli edifici che già erano visionati prima del 26 ottobre 2016, fatta eccezione per quei pochi che risultavano già inagibili. Si anticipa qui che tra questi edifici (circa 40), quelli per i quali era disponibile la scheda AeDES sono stati comunque considerati nelle elaborazioni statistiche di seguito illustrate, ma in tali casi i livelli di danno riportati sulle relative schede AeDES si riferiscono allo stato dell'edificio prima del 26 ottobre 2016 e quindi tali situazioni saranno inevitabilmente peggiorate.

Un altro elemento di difficoltà è stato il cambiamento del quadro normativo durante la fase di censimento danni, in particolare ci si riferisce all'uscita dell'Ordinanza Commissariale n. 4 del 17 novembre 2016 con la quale, in sintesi, si allargava la definizione di danno lieve comprendendo anche lesioni strutturali e fuori piombo sulle murature. La conseguenza è stata che mentre secondo il Manuale delle schede AeDES (anch'esso approvato con il DPCM del 5/5/2011) l'esito di temporanea inagibilità B va riferito solo a danni riparabili "senza meditato intervento progettuale", dopo la pubblicazione dell'Ordinanza 4 lo stesso esito B è diventato applicabile anche ad edifici i cui danni sono riparabili con un intervento locale ai sensi delle NTC 2008. Come si vedrà più avanti nell'articolo, tale problema è stato aggirato considerando come riferimento per il danno subito dall'edificio il parametro relativo al livello di danno e non solamente quello relativo all'agibilità.

Considerate tutte le problematiche sopra appena accennate, si può facilmente comprendere che le analisi qui presentate, bastate sui dati raccolti tramite le schede AeDES, pur facendo riferimento a campioni sufficientemente numerosi, hanno comunque un valore essenzialmente statistico.

SEZIONE 2 Descrizione edificio																																											
Dati metrici					Età	Uso - esposizione																																					
N° Piani totali con interrati	Altezza media di piano [m]	Superficie media di piano [m ²]			Costruzione e ristrutturaz. [max 2]	Uso	N° unità d'uso	Utilizzazione	Occupanti																																		
		A	B	L					100	10	1																																
<input type="radio"/> 1 <input type="radio"/> 9	1 <input type="radio"/> ≤ 2.50	A <input type="radio"/> ≤ 50	I <input type="radio"/> 400 ÷ 500	1 <input type="checkbox"/> ≤ 1919	A <input type="checkbox"/> Abitativo	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="radio"/> > 65% <input type="radio"/> 30÷65% <input type="radio"/> < 30% <input type="radio"/> Non utilizz. <input type="radio"/> In costruz. <input type="radio"/> Non finito <input type="radio"/> Abbandon.	<table border="1"> <tr><td>100</td><td>10</td><td>1</td></tr> <tr><td>0</td><td>0</td><td>0</td></tr> <tr><td>1</td><td>1</td><td>1</td></tr> <tr><td>2</td><td>2</td><td>2</td></tr> <tr><td>3</td><td>3</td><td>3</td></tr> <tr><td>4</td><td>4</td><td>4</td></tr> <tr><td>5</td><td>5</td><td>5</td></tr> <tr><td>6</td><td>6</td><td>6</td></tr> <tr><td>7</td><td>7</td><td>7</td></tr> <tr><td>8</td><td>8</td><td>8</td></tr> <tr><td>9</td><td>9</td><td>9</td></tr> </table>			100	10	1	0	0	0	1	1	1	2	2	2	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9
100	10	1																																									
0	0	0																																									
1	1	1																																									
2	2	2																																									
3	3	3																																									
4	4	4																																									
5	5	5																																									
6	6	6																																									
7	7	7																																									
8	8	8																																									
9	9	9																																									
<input type="radio"/> 2 <input type="radio"/> 10	2 <input type="radio"/> 2.50÷3.50	B <input type="radio"/> 50 ÷ 70	L <input type="radio"/> 500 ÷ 650	2 <input type="checkbox"/> 19 ÷ 45	B <input type="checkbox"/> Produttivo	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 3 <input type="radio"/> 11	3 <input type="radio"/> 3.50÷5.0	C <input type="radio"/> 70 ÷ 100	M <input type="radio"/> 650 ÷ 900	3 <input type="checkbox"/> 46 ÷ 61	C <input type="checkbox"/> Commercio	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 4 <input type="radio"/> 12	4 <input type="radio"/> > 5.0	D <input type="radio"/> 100 ÷ 130	N <input type="radio"/> 900 ÷ 1200	4 <input type="checkbox"/> 62 ÷ 71	D <input type="checkbox"/> Uffici	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 5 <input type="radio"/> >12	Piani interrati	E <input type="radio"/> 130 ÷ 170	O <input type="radio"/> 1200 ÷ 1600	5 <input type="checkbox"/> 72 ÷ 81	E <input type="checkbox"/> Serv. Pub.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 6		F <input type="radio"/> 170 ÷ 230	P <input type="radio"/> 1600 ÷ 2200	6 <input type="checkbox"/> 82 ÷ 91	F <input type="checkbox"/> Deposito	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 7	A <input type="radio"/> 0 C <input type="radio"/> 2	G <input type="radio"/> 230 ÷ 300	Q <input type="radio"/> 2200 ÷ 3000	7 <input type="checkbox"/> 92 ÷ 01	G <input type="checkbox"/> Strategico	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
<input type="radio"/> 8	B <input type="radio"/> 1 D <input type="radio"/> ≥3	H <input type="radio"/> 300÷ 400	R <input type="radio"/> > 3000	8 <input type="checkbox"/> ≥ 2002	H <input type="checkbox"/> Turis-ricet.	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>																																					
						Proprietà		A <input type="radio"/> Pubblica B <input type="radio"/> Privata																																			

Figura 14. Scheda AeDES, sezione 2: dati generali sull'edificio.

SEZIONE 3 Tipologia (multiscelta; per gli edifici in muratura indicare al massimo 2 tipi di combinazioni strutture verticali-solai)

Strutture verticali / Strutture orizzontali		Strutture in muratura									Altre strutture					
		Non identificate	A tessitura irregolare e di cattiva qualità (Pietrame non squadrato, ciottoli,...)				A tessitura regolare e di buona qualità (Blocchi; mattoni; pietra squadrata,..)				Pilastri isolati	Mista	Rinforzata	Telai in c.a.		Telai in acciaio
			Senza catene o cordoli	Con catene o cordoli	Senza catene o cordoli	Con catene o cordoli	REGOLARITA'		Non regolare	Regolare						
A	B	C	D	E	F	G	H	A	B							
1 Non Identificate	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	SI	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>								
2 Volte senza catene	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	G1	H1								
3 Volte con catene	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>											
4 Travi con soletta deformabile (travi in legno con semplice tavolato, travi e voltine,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	NO	G2	H2								
5 Travi con soletta semirigida (travi in legno con doppio tavolato, travi e tavelloni,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>										
6 Travi con soletta rigida (solai di c.a., travi ben collegate a solette di c.a,...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		G3	H3								

REGOLARITA'			
		Non regolare	Regolare
		A	B
1	Forma pianta ed elevazione	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>
2	Disposizione tamponature	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>

Copertura	
1	<input type="radio"/> Spingente pesante
2	<input type="radio"/> Non spingente pesante
3	<input type="radio"/> Spingente leggera
4	<input type="radio"/> Non spingente leggera

Figura 15. Scheda AeDES, sezione 3: dati sulla tipologia strutturale dell'edificio.

SEZIONE 4 **Danni ad ELEMENTI STRUTTURALI e provvedimenti di pronto intervento (P.I.) eseguiti**

Livello - estensione / Componente strutturale - Danno preesistente		DANNO ⁽¹⁾									PROVEDIMENTI DI P.I. ESEGUITI						
		D4-D5 Gravissimo			D2-D3 Medio grave			D1 Leggero			Nullo	Nessuno	Demolizioni	Cerchiature e/o tiranti	Riparazione	Puntelli	Trasenne e protezione passaggi
		> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3							
A	B	C	D	E	F	G	H	I	L	A	B	C	D	E	F		
1	Strutture verticali	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>												
2	Solai	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>												
3	Scale	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>												
4	Copertura	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>												
5	Tamponature-tramezzi	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>												
6	Danno preesistente	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>														

(1) - Di ogni livello di danno indicare l'estensione solo se esso è presente. Se l'oggetto indicato nella riga non è danneggiato campire **Nulla**.

Figura 16. Scheda AeDES, sezione 4: dati sull'entità e sull'estensione dei danni sull'edificio.

SEZIONE 8 - Giudizio di agibilità						
8-A Valutazione del rischio					8-B Esito di agibilità	
Rischio	Esterno (sez. 6)	Strutturale (sez. 3 e 4)	Non Strutturale (sez. 5)	Geotecnico (sez. 7)		
Basso	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	A	Edificio AGIBILE (*) <input type="radio"/>
Basso con provvedimenti	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	B	Edificio TEMPORANEAMENTE INAGIBILE (in tutto o in parte) ma AGIBILE con provvedimenti di P.I. (1) <input type="radio"/>
Alto	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	C	Edificio PARZIALMENTE INAGIBILE (2) <input type="radio"/>
					D	Edificio TEMPORANEAMENTE INAGIBILE da rivedere con approfondimento (3) <input type="radio"/>
					E	Edificio INAGIBILE (4) <input type="radio"/>
					F	Edificio INAGIBILE per rischio esterno (5) <input type="checkbox"/>

Figura 17. Scheda AeDES, sezione 8: giudizio di agibilità dell'edificio.

4 TIPOLOGIE EDILIZIE CARATTERISTICHE PER IL CENTRO STORICO DI NORCIA

I sopralluoghi eseguiti per il censimento dei danni hanno consentito di individuare le principali tipologie edilizie del centro storico di Norcia. In questo paragrafo se ne fornisce una sintetica descrizione, evidenziando gli aspetti più rilevanti dal punto di vista strutturale.

Fra le tipologie edilizie individuate ve ne sono alcune prevalenti per quantità; su tali tipologie è stata condotta una analisi statistica dei dati rilevati dalle schede AeDES in modo tale da valutarne la risposta sismica.

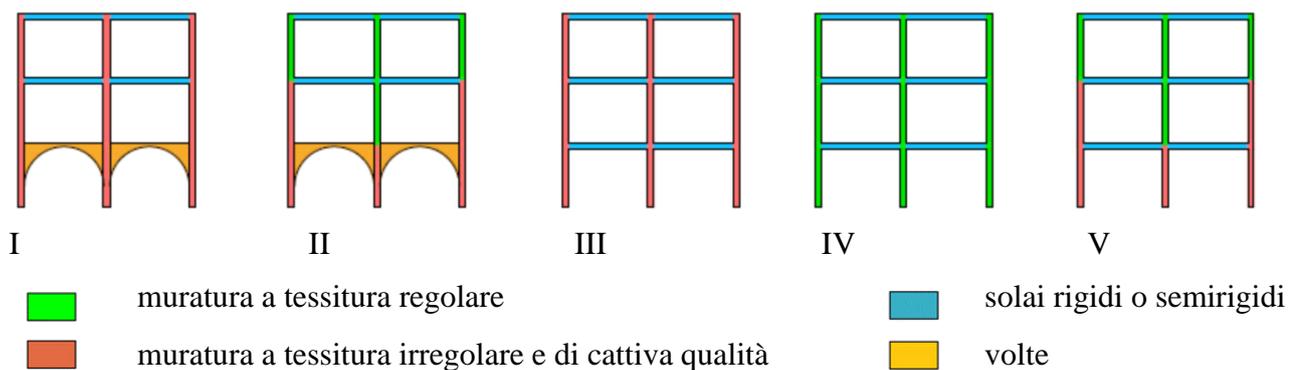


Figura 18. Rappresentazione schematica delle tipologie edilizie prevalenti nel centro storico di Norcia.

4.1 Tipologia edilizia "I"

Sono edifici realizzati prima del 1919, che tipicamente presentano dai due ai quattro piani. Sono caratterizzati da murature prevalentemente a tessitura irregolare e di cattiva qualità (individuate dalle colonne B o C nella sezione 3 della scheda AeDES). Al piano terra, o quello interrato, sono state mantenute alcune delle originarie volte (individuate dalle righe 2 o 3 nella sezione 3 della scheda AeDES), mentre i solai ai livelli superiori e quello di copertura sono stati sostituiti con solai rigidi o semirigidi (individuati dalle righe 5 o 6 nella sezione 3 della scheda Aedes).

Alcuni edifici di questa tipologia sono stati interessati da interventi di vario tipo (H1, H2 o H3) sulla maggior parte delle murature; in questi casi gli edifici si indicheranno come appartenenti alla tipologia "I_R".

4.2 Tipologia edilizia "II"

La tipologia di edifici indicati con la sigla "II" si differenzia dalla tipologia precedente per la presenza di alcune murature a tessitura regolare (individuate dalle colonne D o E della sezione 3 della scheda AeDES). Sono quindi edifici che, pur essendo stati costruiti prima del 1919, hanno avuto una ristrutturazione che ha previsto oltre alla parziale sostituzione dei solai, anche la sostituzione di alcune

murature originarie con murature in laterizi pieni o blocchi in laterizio semipieni. In alcuni casi anche le murature irregolari conservate sono state consolidate. Fra questi edifici (individuati con la tipologia "II_R") ricadono quelli che in seguito ai danni riportati con il terremoto del 1979 sono stati demoliti fino al primo livello, il quale è stato poi consolidato (tipicamente con iniezioni e/o intonaco armato sulle murature e svuotamento delle volte) e quindi sono stati ricostruiti ai livelli superiori (tipicamente in blocchi laterizi semipieni).

4.3 Tipologia edilizia "III"

La tipologia "III" è costituita da edifici che si sviluppano su un numero di piani variabile da uno a tre.

Sono edifici costruiti generalmente prima del 1919 ed hanno subito interventi di ristrutturazione che pur mantenendo le strutture murarie in pietrame, hanno previsto una sostituzione diffusa dei solai originari con solai in latero-cemento.

Anche in questo caso le murature possono essere state oggetto di consolidamento (tipologia "III_R").

4.4 Tipologia edilizia "IV"

Tali edifici tipicamente presentano da due a tre piani, raramente un solo piano o più di tre, e sono il frutto di interventi di demolizione e ricostruzione totale a seguito del sisma del 1979. Sono caratterizzati quindi da murature a tessitura regolare, con i solai piani e quasi sempre in latero-cemento (soletta rigida) così come la copertura. Le fondazioni e le scale sono solitamente in c.a. Se inseriti in un aggregato edilizio, spesso sono strutturalmente separati dagli altri edifici mediante un giunto tecnico.

4.5 Tipologia edilizia "V"

Si tratta di edifici con murature in parte a tessitura irregolare e di cattiva qualità (sezione 3, colonne B o C della scheda AeDES) e in parte a tessitura regolare (sezione 3, colonne D od E della scheda AeDES), assenza di volte al livello inferiore e prevalenza di solai e copertura rigidi o semirigidi (sezione 3, righe 5 o 6 della scheda AeDES). Tali edifici tipicamente presentano dai due ai quattro piani.

4.6 Altre tipologie

Occorre citare, in aggiunta alle tipologie edilizie prevalenti ora descritte, una tipologia che non ricorre in maniera statisticamente significativa, cioè quella degli edifici in pietrame irregolare, non consolidati, a due o tre livelli con possibile presenza di livello voltato al piano più basso e con prevalenza di solai e copertura non rigidi. Tali edifici nella maggior parte dei casi si sono danneggiati gravemente già in occasione della prima scossa sismica del 24 agosto 2016 ed il loro livello di danno è andato progressivamente aumentando con il susseguirsi delle altre scosse. Un esempio di tale tipologia è riportato in Figura 20.

Un altro gruppo particolare di costruzioni, per le quali saranno proposte considerazioni ad hoc in un prossimo articolo, è quello costituito dagli edifici che si trovano sulla cinta muraria, consolidati parzialmente dopo il sisma del 1979. Si tratta di edifici dove gli interventi sulle murature sono stati eseguiti su tutte le pareti salvo quelle facenti parte della cinta muraria esterna, vincolata dalla Soprintendenza.



Figura 19. A sinistra: edificio appartenente alla tipologia “II_R”. Al centro: edificio appartenente alla tipologia “III”. A destra: edificio appartenente alla tipologia “IV”.



Figura 20. Danneggiamento progressivo di un edificio in pietrame non consolidato. Da sinistra a destra: stato ante sisma; situazione al 4 settembre 2016; al 24 novembre 2016; all’11 febbraio 2017.



Figura 21. Edifici costruiti sulla cinta muraria di Norcia.

5 ANALISI DEI DATI CONTENUTI NELLE SCHEDE AEDES

Sono stati analizzati i dati di 686 schede AeDES, tutte riferite ad unità strutturali (US) all’interno delle mura urbane di Norcia.

Le schede analizzate sono state compilate per edifici ordinari, sia privati che pubblici, indipendentemente dal fatto che l’edificio fosse o meno sottoposto a vincolo.

Il campione analizzato è costituito per il 94% da US con strutture in muratura e per il 6% da US con altre strutture. Le successive elaborazioni fanno riferimento al campione costituito dalle 644 unità

strutturali in muratura (US_M). Per indicare le tipologie murarie viene utilizzata la stessa simbologia della scheda AeDES: A = non identificata; B = tessitura irregolare e di cattiva qualità senza catene o cordoli; C = tessitura irregolare e di cattiva qualità con catene o cordoli, etc.

In Figura 22 è riportata la distribuzione del campione in funzione della tipologia muraria. Si nota come, a prescindere dalla presenza di catene o cordoli, il 38% delle US_M sia costituito da muratura irregolare e di cattiva qualità (tipologie B, C, B+C); il 28% da murature a tessitura regolare e di buona qualità (tipologie D, E, D+E), ed infine il 33% delle US_M presentano una situazione mista, ovvero sia murature di buona che di cattiva qualità (tipologie B+D, B+E, C+E).

Analizzando la distribuzione del campione in funzione delle tipologie orizzontali (Figura 23), si osserva poi come il 43% delle US_M abbia degli orizzontamenti costituiti esclusivamente da travi (o travetti) con soletta rigida. Ciò è dovuto al fatto che dopo il terremoto che colpì Norcia nel 1979, uno degli interventi più diffusi è stato quello della sostituzione degli orizzontamenti esistenti con solai in latero-cemento. Le unità strutturali in cui sono state conservate alcune delle volte originariamente presenti costituiscono complessivamente il 34% del campione (tipologie “2+5”; “3+5”; “2+6”; “3+6”). Sono appena il 4% le US_M in cui è stata osservata la presenza di solai con travi (in legno o acciaio) con soletta deformabile (tipologia “4”).

Complessivamente, il 27% delle US_M è risultato immediatamente agibile, il 39% temporaneamente inagibile, il 3% parzialmente inagibile e il 31% inagibile, con danni più o meno gravi (Figura 24).

Essendo l’analisi limitata al centro storico di Norcia, solo per il 5% delle US_M si ha a che fare con edifici isolati, di cui il 47% agibili, rispetto ad una media del 26% di agibilità per le unità strutturali in aggregato (Figura 25). Come si può notare da tale figura, nel caso delle US facenti parte di un aggregato si ha un aumento considerevole degli esiti legati a danni non gravi, evidentemente dovuti agli effetti di interazione fra le US dell’agglomerato.

La maggior parte delle US_M sono caratterizzate dall’aver un numero di piani fuori terra compreso fra due (49% delle US_M) e tre (35% delle US_M). Questo è dovuto, in gran parte, al Regolamento edilizio di Norcia emanato dopo il sisma del 1859 che, sebbene non sempre rispettato, impose tali altezze per la maggior parte degli edifici (Art. 16: “Le fabbriche nuove non si facciano che di due piani, cioè del pian terreno e del piano superiore”; Art. 17: “Nelle case da restaurarsi non si conservi il terzo piano se non quando i restauri siano per quello di non grande entità”).

Dalla Figura 26 si nota comunque come il numero di piani fuori terra, se non superiore a tre, sia un parametro che poco influenza la distribuzione degli esiti di agibilità. Solo nel caso degli edifici con quattro piani fuori terra si ha un netto incremento di edifici inagibili (58%).

Nel campione analizzato, l’81% delle US_M presentano coperture pesanti non spingenti; il 26% di tali US è risultato inagibile e il 29% agibile. Fra il 3% delle US_M che sono invece caratterizzate da coperture spingenti pesanti ben il 73% è risultato inagibile (Figura 27), confermando quanto peraltro è noto da tempo, ovvero che tale tipologia di copertura costituisce un forte elemento di vulnerabilità.

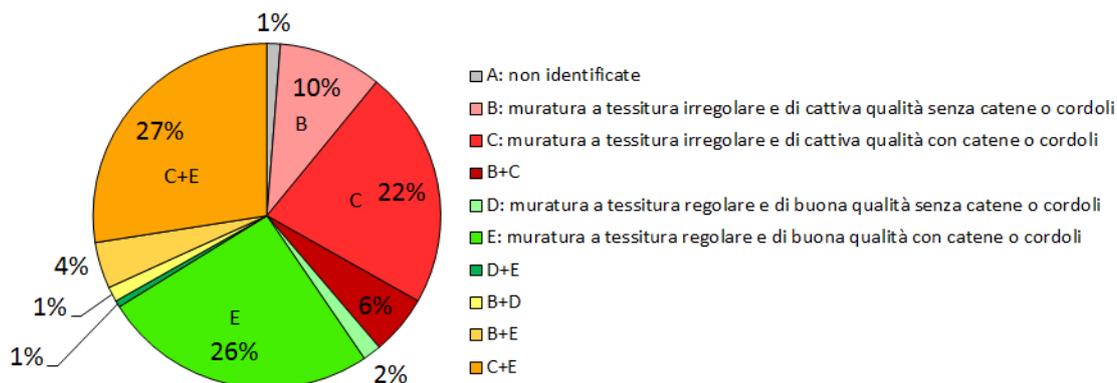


Figura 22. Suddivisione delle US_M in funzione della tipologia muraria e della presenza di cordoli o catene (le sigle sono quelle usate nella scheda AeDES).

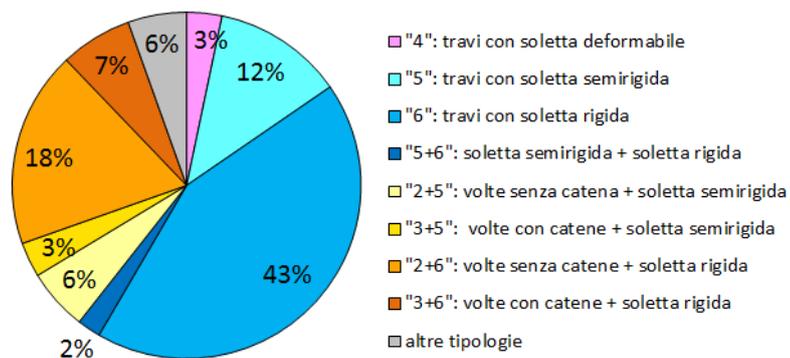


Figura 23. Suddivisione delle US_M in funzione della tipologia di strutture orizzontali (le sigle sono quelle usate nella scheda AeDES).

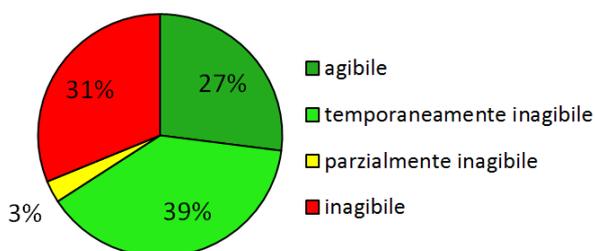


Figura 24. Esiti di agibilità per le unità strutturali in muratura nel centro storico di Norcia.

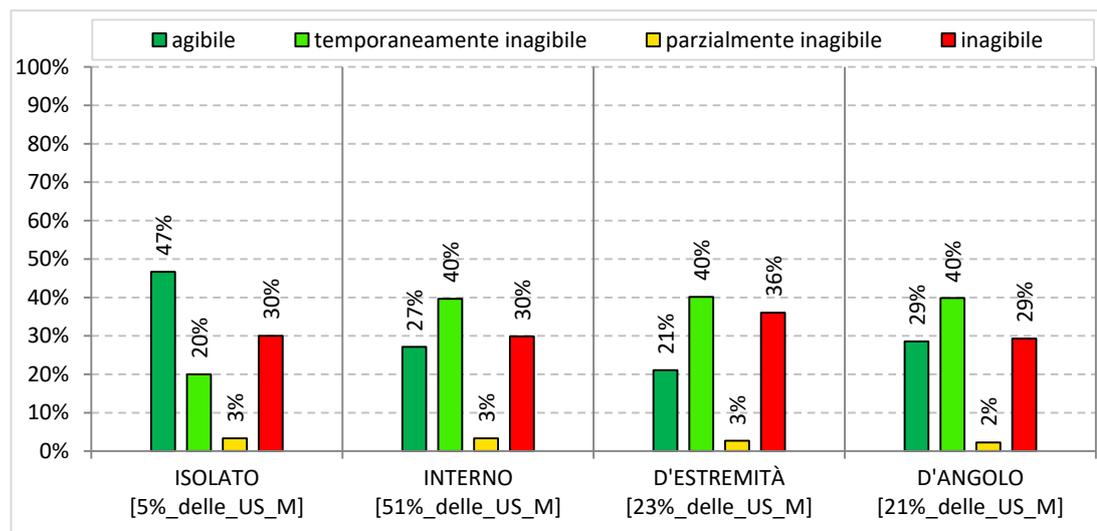


Figura 25. Esiti di agibilità in funzione della posizione dell'edificio.

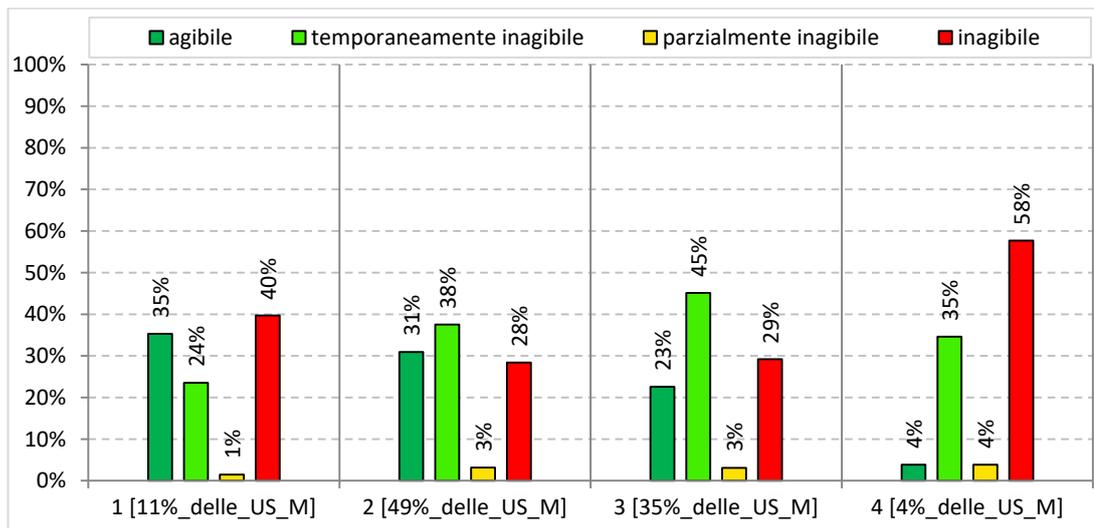


Figura 26. Esiti di agibilità in funzione del numero di piani fuori terra (nell'1% dei casi non è stato specificato il numero di piani nella scheda AeDES).

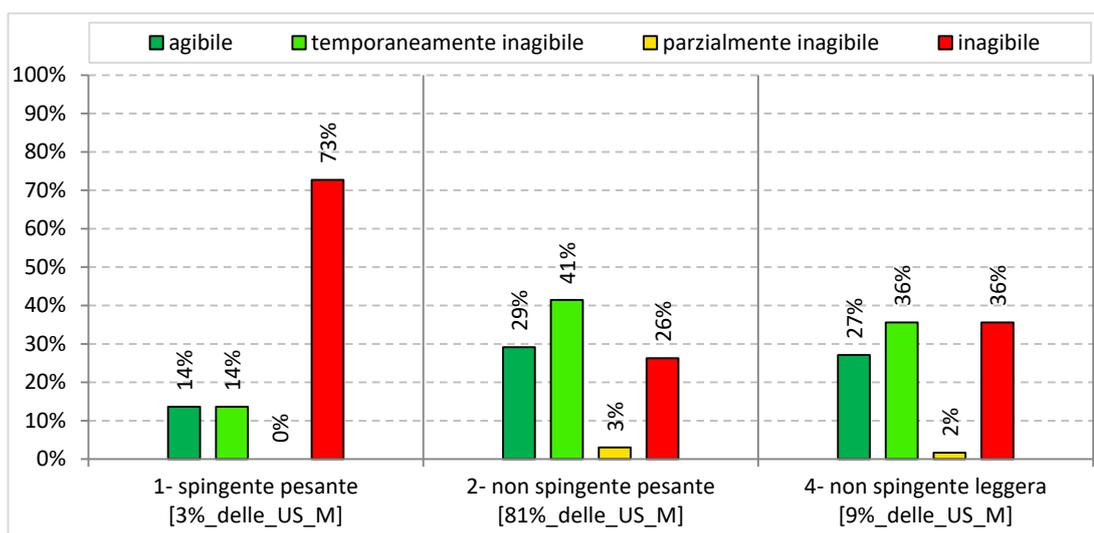


Figura 27. Esiti di agibilità in funzione del tipo di copertura. Sono esclusi dalla statistica l'1% di edifici con copertura spingente leggera ed il 6% di edifici per i quali la copertura non era osservabile.

Analizzando gli esiti di agibilità (Figura 28) e i livelli di danno delle strutture verticali (Figura 29) in funzione della tipologia di muratura, si nota una netta differenza di comportamento fra le US_M con murature di buona qualità e quelle con murature di cattiva qualità, a conferma, se mai ce ne fosse ancora bisogno, della forte influenza della qualità muraria sulla risposta sismica delle costruzioni. Infatti, ben il 74% delle US_M con muratura di tipologia B (muratura irregolare e di cattiva qualità, senza catene o cordoli) è risultato inagibile. Questi edifici hanno avuto danni gravissimi (D4-D5) nel 39% dei casi e medio gravi (D2-D3) nel 44%. Nel caso in cui la muratura è di cattiva qualità ma sono presenti catene o cordoli (tipologia C), la percentuale di US_M inagibili si abbassa al 43%; in questo gruppo di edifici si sono avuti danni gravissimi nel 17% dei casi e medio gravi nel 45%, dimostrando ancora una volta come la presenza di elementi che garantiscano i collegamenti tra pareti ortogonali e tra pareti ed orizzontamenti migliori il comportamento di una struttura in muratura. Nel caso di murature di buona qualità con cordoli e catene (tipologia E) la situazione è sostanzialmente positiva: le US_M inagibili sono solo il 12%, mentre ben il 48% sono agibili e i danni gravissimi si limitano al 3% dei casi. Una situazione intermedia si presenta quando le tipologie murarie sono miste (B+E, C+E), pur con una netta prevalenza dei casi positivi.

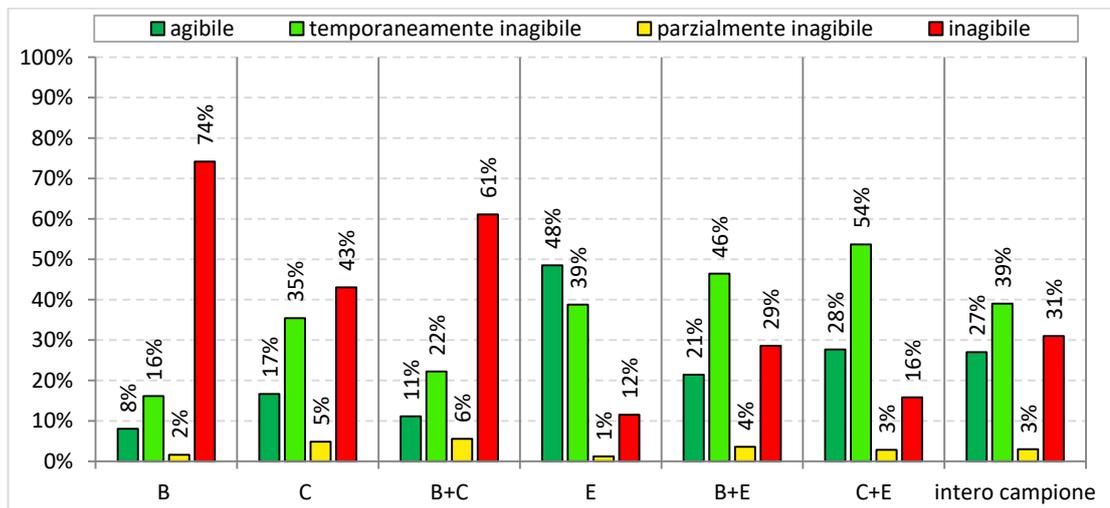


Figura 28. Esiti di agibilità in funzione della tipologia di muratura. L'analisi è stata limitata alle tipologie murarie presenti in percentuali significative sull'intero campione US_M (si veda Figura 22). Significato delle sigle: B=murature di cattiva qualità senza catene o cordoli; C=murature di cattiva qualità con catene o cordoli; E=murature di buona qualità con catene o cordoli. Nota: la configurazione D=murature di buona qualità senza catene o cordoli non si presenta in un numero di casi statisticamente significativo e pertanto non è stata considerata.

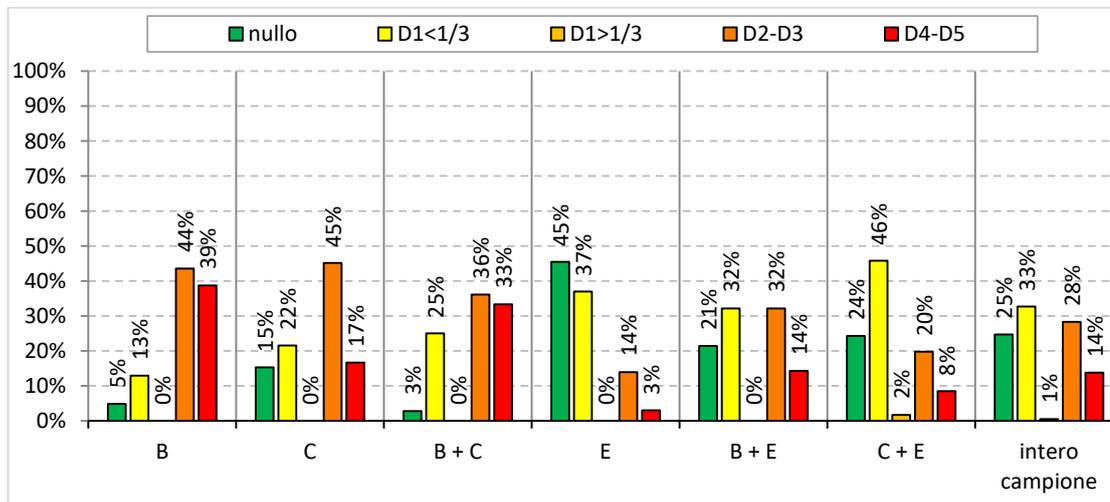


Figura 29. Livelli di danno delle strutture verticali in funzione della tipologia di muratura. L'analisi è stata limitata alle tipologie murarie presenti in percentuali significative sull'intero campione US_M (si veda Figura 22). Significato delle sigle: B=murature di cattiva qualità senza catene o cordoli; C=murature di cattiva qualità con catene o cordoli; E=murature di buona qualità con catene o cordoli; D1<1/3= danno lieve esteso a meno di un terzo delle strutture verticali; D1>1/3= danno lieve esteso a più di un terzo delle strutture verticali; D2-D3=presenza di danno medio-grave, indipendentemente dall'estensione; D4-D5=presenza di danno gravissimo, indipendentemente dall'estensione. Nota: nell'8% dei casi non è stato possibile conoscere con esattezza l'anno di costruzione.

Considerata l'influenza che l'evento sismico del 1979 e la successiva normativa regionale del 1981 [3] hanno avuto sull'edificato del centro storico di Norcia, il campione di dati è stato valutato in funzione dell'epoca di costruzione e di quella dell'eventuale ristrutturazione (Figura 30).

In primo luogo occorre notare che considerando tutti gli edifici nel centro storico di Norcia rilevati, solo il 9% è stato costruito prima del 1982 e non è stato mai consolidato, mentre l'11% è stato costruito prima del 1982 ed è stato consolidato prima del 1982. Per questi casi, che rappresentano un quinto del totale, si può dire che gli edifici non avevano strutture progettate in chiave antisismica moderna.

I rimanenti edifici si possono suddividere in un 60% costruito prima del 1982 ma consolidato dopo tale anno, dunque con criteri antisismici, e in un 12% di edifici costruiti dopo il 1982 e quindi in accordo ai moderni accorgimenti antisismici. Dunque, in totale, il 72% degli edifici possedevano caratteristiche antisismiche. Per la parte rimanente di edifici, pari all'8% del totale, non è stato possibile conoscere con esattezza l'anno di costruzione.

Si può quindi affermare che dell'80% delle US_M che risulta essere costruito precedentemente al 1982, quel 9% che non ha subito alcun tipo di intervento di ristrutturazione è risultato per il 69% inagibile e solo per l'11% agibile. Nei casi in cui siano state realizzate delle ristrutturazioni, le percentuali di inagibilità si abbassano al 43% e al 27% a seconda che gli interventi siano antecedenti o successivi al 1982.

Delle US_M costruite dopo il 1982, e quindi progettate e realizzate con prescrizioni normative più moderne, solo il 13% è risultato inagibile, mentre il 52% è agibile.

Per valutare l'efficacia degli interventi realizzati a seguito del terremoto del 1979, è stato poi studiato un sottoinsieme costituito dalle 387 schede AeDES relative a US_M costruite prima del 1982 e rinforzate dopo il 1982.

Osservando la distribuzione degli esiti di agibilità (Figura 31) non si apprezzano differenze sostanziali fra le tipologie di intervento. Analizzando però il livello di danno delle strutture verticali (Figura 32) la minore percentuale di danni gravissimi (D4-D5) si manifesta nel caso di intervento H2 (murature con intonaco armato), mentre lo stesso tipo di danno è più frequente in quelle US_M per le quali è stata indicata un'epoca di ristrutturazione ma non sono stati realizzati interventi sulle murature (questa situazione corrisponde al caso in cui sulla scheda AeDES viene indicata una ristrutturazione nella sezione 2, mentre non è barrata alcuna opzione sulla colonna "rinforzata" della sezione 3).

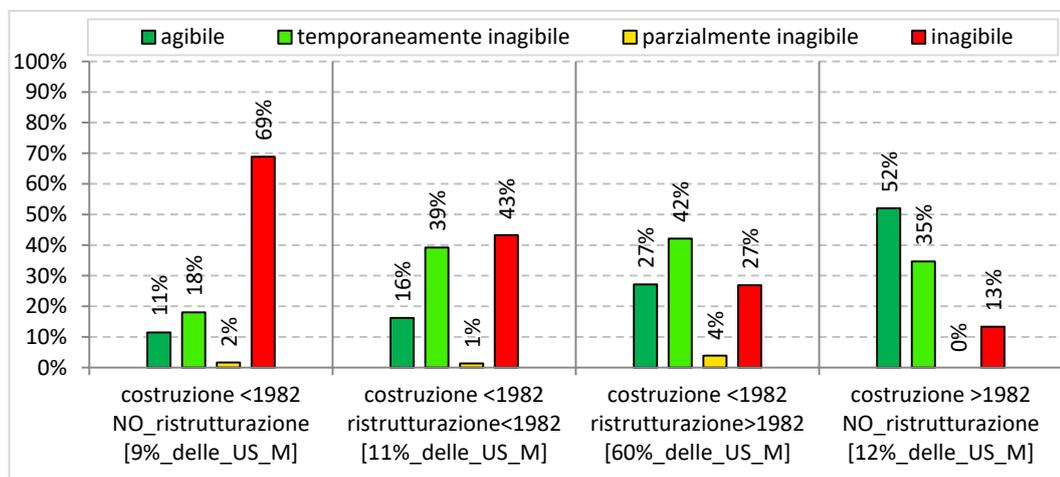


Figura 30. Esiti di agibilità in funzione dell'epoca di costruzione e dell'eventuale ristrutturazione (nell'8% dei casi non è stato possibile conoscere con esattezza l'anno di costruzione).

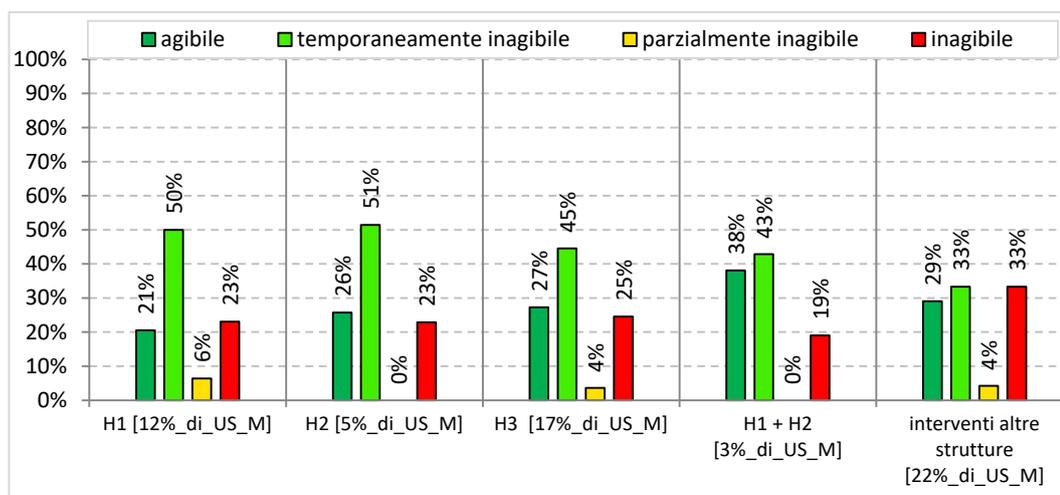


Figura 31. Esiti di agibilità per le US_M realizzate prima del 1982 e ristrutturate dopo il 1982 in funzione del tipo di intervento. Sono rappresentati i risultati ottenuti per le tipologie di intervento presenti in percentuali significative sul campione. H1 (murature con iniezioni o intonaci non armati), H2 (murature con intonaci armati); H3 (murature con altri o non identificati interventi); interventi altre strutture (US_M per le quali nella sezione 2 della scheda AeDES è stata indicata un'epoca di ristrutturazione ma nella sezione 3 non sono stati indicati interventi sulle murature).

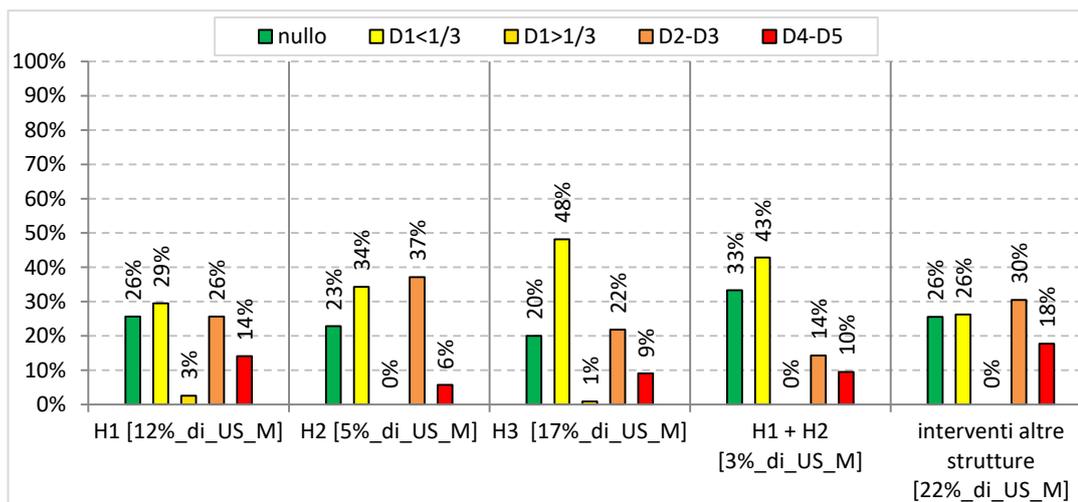


Figura 32. Livello di danno delle strutture verticali per le US_M realizzate prima del 1982 e ristrutturate dopo il 1982 in funzione del tipo di intervento. Sono rappresentati i risultati ottenuti per le tipologie di intervento presenti in percentuali significative sul campione. H1 (murature con iniezioni o intonaci non armati), H2 (murature con intonaci armati); H3 (murature con altri o non identificati interventi); interventi altre strutture (US_M per le quali nella sezione 2 della scheda AeDES è stata indicata un'epoca di ristrutturazione ma nella sezione 3 non sono stati indicati interventi sulle murature) Significato delle sigle: D1<1/3= danno lieve esteso a meno di un terzo delle strutture verticali; D1>1/3= danno lieve esteso a più di un terzo delle strutture verticali; D2-D3=presenza di danno medio-grave, indipendentemente dall'estensione; D4-D5=presenza di danno gravissimo, indipendentemente dall'estensione.

Infine, sono stati valutati gli esiti di agibilità (Figura 33) e i livelli di danno delle strutture verticali (Figura 34) per ciascuna delle tipologie edilizie caratteristiche del centro storico di Norcia, così come definite nel precedente paragrafo e qui riassunte:

- tipologia edilizia "I": murature prevalentemente a tessitura irregolare e di cattiva qualità, volte al piano più basso, solai ai livelli superiori e copertura rigidi o semirigidi;
- tipologia edilizia "II": murature sia a tessitura irregolare che a tessitura regolare, volte al piano più basso, solai ai livelli superiori e copertura rigidi o semirigidi;
- tipologia edilizia "III": murature di cattiva qualità, solai e copertura rigidi o semirigidi ed assenza di volte;
- tipologia edilizia "IV": murature di buona qualità a tessitura regolare, solai e copertura rigidi o semirigidi, assenza di volte;
- tipologia edilizia "V": murature sia a tessitura irregolare che a tessitura regolare, assenza di volte, solai e copertura rigidi o semirigidi.

Come detto, le tipologie "I", "II", "III" ed "V" possono essere state interessate da interventi di consolidamento ed in tal caso ad esse si aggiunge una "R": "I_R", "II_R", "III_R" ed "V_R".

I risultati ottenuti rispondono alle aspettative. Infatti, la tipologia "I", in cui rientrano gli edifici con presenza di volte e murature di cattiva qualità, ha avuto una percentuale di inagibilità molto elevata (il 74%), e di danni gravissimi (38%), mentre la tipologia "IV", in cui ricadono gli edifici con solai rigidi o semirigidi e murature di buona qualità ha avuto il 10% di inagibilità e danni gravissimi solo nel 6% dei casi. Valori intermedi fra gli estremi appena illustrati sono stati ottenuti per le altre tipologie.

Nei casi in cui sono stati fatti interventi sulle strutture murarie si osserva, per tutte le tipologie, una riduzione sensibile della percentuale di US_M inagibili: dal 74% al 52% per la tipologia "I", dal 26% al 10% nel caso della tipologia "II"; dal 61% al 27% per la tipologia "III" e dal 35% al 14% nel caso della tipologia "V".

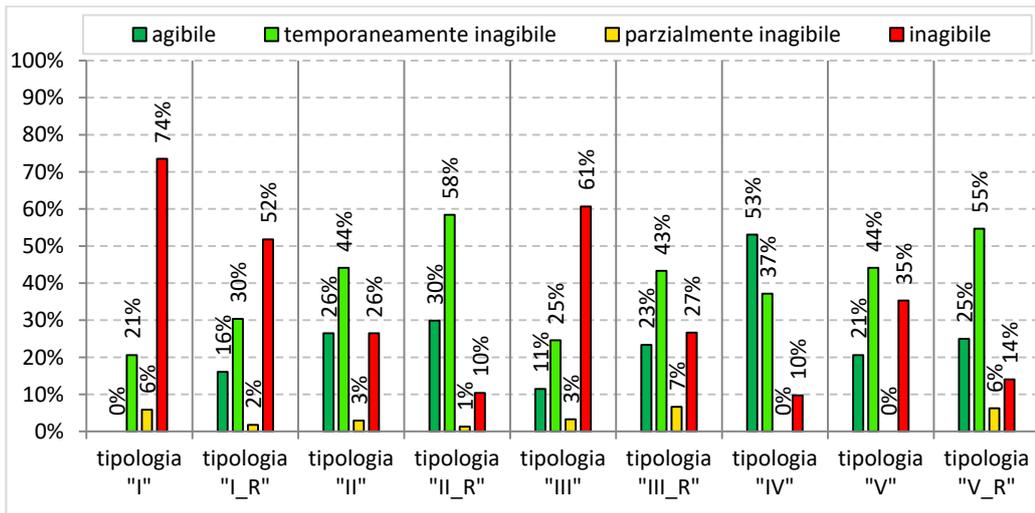


Figura 33. Esiti di agibilità in funzione delle tipologie edilizie caratteristiche del centro storico di Norcia.

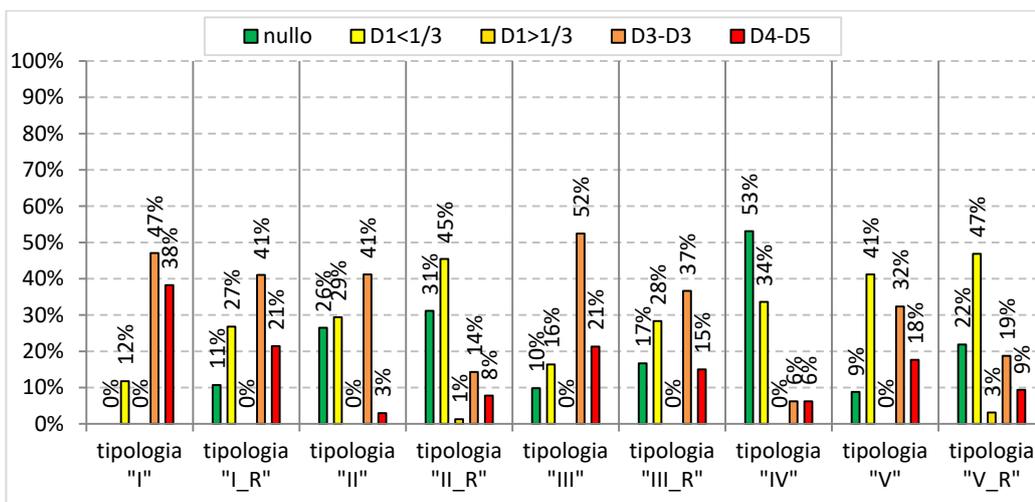


Figura 34. Livello di danno delle strutture verticali in funzione delle tipologie strutturali individuate.

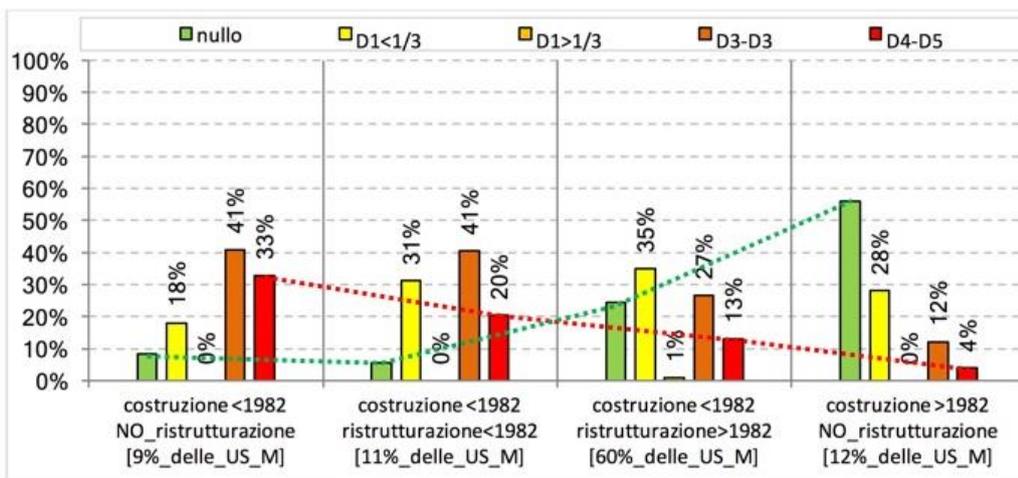


Figura 35. Livello di danno delle strutture verticali in funzione dell'epoca di costruzione e dell'eventuale ristrutturazione: da notare come le percentuali di danni gravissimi diminuiscano per le costruzioni consolidate in epoca più recente e, soprattutto, per le costruzioni realizzate negli ultimi anni. In modo del tutto analogo aumentano le percentuali di edifici agibili. Significato delle sigle: D1<1/3= danno lieve esteso a meno di un terzo delle strutture verticali; D1>1/3= danno lieve esteso a più di un terzo delle strutture verticali; D2-D3=presenza di danno medio-grave, indipendentemente dall'estensione; D4-D5=presenza di danno gravissimo, indipendentemente dall'estensione. Nota: nell'8% dei casi non è stato possibile conoscere con esattezza l'anno di costruzione.

6 CONCLUSIONI

Nel presente articolo sono stati analizzati i dati contenuti nelle schede di rilevamento dei danni, pronto intervento e agibilità (schede AeDES) compilate per edifici ordinari del centro storico di Norcia dopo il terremoto del 30 ottobre 2016.

Le elaborazioni dei dati fanno riferimento al campione costituito dalle 644 unità strutturali con struttura in muratura, che costituiscono il 94% delle schede compilate.

Gli esiti di agibilità e il danno riportato dalle strutture verticali sono stati correlati con le caratteristiche strutturali deducibili dalla scheda AeDES. Dall'analisi di tali correlazioni emergono importanti conferme a quanto ben noto ormai da tempo, almeno per i tecnici esperti di costruzioni murarie, ovvero che la buona qualità costruttiva, intesa come qualità muraria ed efficacia dei collegamenti, è il requisito fondamentale per una buona risposta agli eventi sismici.

Bisogna ricordare che questa è la prima volta che un centro storico di significative dimensioni, colpito da un violento sciame sismico, dimostra risposte sostanzialmente positive ad eventi di forte intensità, ripetuti più volte in breve tempo e con epicentri a pochi km di distanza. È vero che molti edifici sono stati danneggiati, alcuni anche gravemente, e sicuramente ci vorranno anni prima di tornare alla normalità, tuttavia è evidente che il panorama post sismico del centro storico di Norcia è molto diverso da quello del centro storico di Accumoli o di Amatrice o di Arquata sul Tronto o anche di L'Aquila o di Onna o di Paganica dopo il sisma del 2009. A Norcia, dopo sette eventi rilevanti, a distanza di pochi giorni l'uno dall'altro, e quindi con effetti di accumulo del danneggiamento sulle strutture, i crolli degli edifici ordinari sono stati limitatissimi. Solo il 14% di tutti gli edifici esaminati ha avuto un livello di danno gravissimo. Tale percentuale diminuisce in misura rilevante per le costruzioni consolidate in epoca più recente e, soprattutto, per le costruzioni realizzate negli ultimi anni (solo il 4%).

Discorso del tutto diverso, purtroppo, per quanto riguarda gli edifici tutelati (le chiese, in particolare, sono crollate quasi tutte) dove gli interventi effettuati nel passato sono stati condizionati e limitati da intendimenti conservativi che, evidentemente, si sono dimostrati assolutamente inopportuni.

Gli effetti amplificativi stratigrafici, come si è visto, sono stati significativi (fattore di amplificazione $F_a = 1.6$) ma comunque omogenei su quasi tutta l'area del centro storico di Norcia. Le fagliazioni superficiali hanno prodotto danni gravi ma su un limitato numero di edifici all'interno del centro storico.

L'analisi dei dati raccolti per gli edifici ordinari aiuta a capire quali accorgimenti costruttivi hanno prodotto un risultato sostanzialmente positivo e può costituire un utile riferimento per la ricostruzione delle zone colpite dagli eventi del 2016.

A Norcia circa il 72% degli edifici in muratura erano stati progettati o consolidati con criteri antisismici (Figura 30): tali edifici hanno avuto percentuali di inagibilità e di danno grave sensibilmente più basse di quelli non consolidati o consolidati senza criteri antisismici. La prima considerazione che si può fare riguarda quindi l'importanza degli interventi preventivi, che se vengono fatti privilegiando gli aspetti statici, strutturali ed antisismici, consentono di migliorare sensibilmente la risposta al sisma dell'edificio. Quanto appena affermato adesso non è più solo una previsione suffragata da modellazioni numeriche o da pochi casi sporadici esaminati in occasione di passati terremoti, come era prima di questo sisma, ma si basa su quanto osservato su varie centinaia di edifici che sono stati sottoposti ripetutamente ad eventi sismici rilevanti.

Un altro elemento interessante riguarda il buon comportamento delle strutture nuove in muratura; dalle Figura 33, Figura 34 e 35 si vede come gli edifici in blocchi (quasi tutti laterizi semipieni) costruiti dopo il 1982 abbiano avuto un comportamento eccellente. Un secondo insegnamento potrebbe essere quindi il seguente: laddove si vuole ricostruire ex novo, il sistema strutturale in muratura di blocchi è una valida soluzione.

Per quanto riguarda le diverse tipologie di intervento, pur nei limiti di un'analisi statistica che andrebbe approfondita tenendo conto delle modalità esecutive dei vari interventi, il grafico di Figura 32 fornisce queste indicazioni: 1) per gli edifici dove sono stati consolidati solamente gli orizzontamenti non si ha un sensibile miglioramento degli esiti di agibilità e del livello di danno rispetto a quelli dove non si è intervenuti; 2) per gli edifici dove sono state consolidate le murature verticali, i danni e le inagibilità sono state sensibilmente inferiori rispetto ai casi di edifici non consolidati; 3) dal punto di vista delle tipologie di intervento si può affermare che le iniezioni hanno prodotto un buon risultato ed un risultato ancor migliore è stato conseguito dagli edifici rinforzati con l'intonaco armato (ricordiamo che a Norcia l'intonaco armato è quasi sempre bilaterale, a differenza di quanto osservato nelle frazioni vicine).

Dalla Figura 29 emerge, insieme al ruolo della buona qualità muraria, anche il ruolo positivo di cordoli e catene, confermando l'utilità di prevedere, in fase di ricostruzione, una sistematica realizzazione dei dispositivi di collegamento fra i solai e le pareti e fra le pareti ortogonali.

Utile anche ridurre o eliminare le spinte in copertura e privilegiare le coperture leggere, come evidenziato dalla Figura 27.

In conclusione, è auspicabile che l'analisi dei danni prodotti dai terremoti del 2016 sul centro storico di Norcia possa contribuire a definire le buone pratiche da applicare per la futura ricostruzione, in modo tale che al prossimo (purtroppo inevitabile) sisma si possano ottenere danneggiamenti delle costruzioni ancora più limitati.

7 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano tutti coloro che, insieme agli autori del presente articolo, hanno partecipato ai sopralluoghi di agibilità: Federico Bernardini, Fabio Bontempo, Roberta Ciarapica, Marco Cittadini, Luigi Daniele, Massimo Fiani, Cinzia Gioacchini, Federica Modesti, Riccardo Norgini, Francesca Pieretti, Lucia Sepicacchi, Claudio Serafini, Catia Sereni, Marco Tanci.

Si ringrazia il Comune di Norcia ed in particolare Maurizio Rotondi, Livio Angeletti, Santina Funari, Maria Testa, Romolo Trincia, Orlando Granci, Giuseppe Recchi, Elisabetta Cosetti.

Si ringrazia il COAR di Norcia ed in particolare Fausto Dominici e Fernando Scabissi.

Si ringrazia infine Francesco Botondi per l'attività svolta sugli argomenti qui esposti nell'ambito del lavoro di tesi.

Lo studio di cui alla presente nota è stato svolto nell'ambito del Progetto Esecutivo ReLUIIS 2017 – Linea murature e della convenzione ReLUIIS Sisma 2016.

REFERENCES

1. Decreto del presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2011. Approvazione del modello per il rilevamento dei danni, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica e del relativo manuale di compilazione.
2. Ordinanza n.4 del 17 novembre 2016. Riparazione immediata di edifici e unità immobiliari ad uso abitativo e produttivo danneggiati dagli eventi sismici del 24 agosto 2016 e successivi, temporaneamente inagibili. (GU Serie Generale n.278 del 28-11-2016)
3. Regione dell'Umbria, Direttive tecniche ed esemplificazione delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici (art. 38 L.R. 1/7/81 n. 34)
4. DPCN-USSN; "Microzonazione sismica del centro abitato di Norcia. Prima campagna di analisi paleosismologiche agosto-settembre 2005". P. Galli et al.. rev. 1.1 Maggio 2006.

Analisi dell'efficacia degli interventi realizzati su edifici del centro storico di Norcia colpiti dai sismi del 2016

Antonio Borri^a, Romina Sisti^a, Andrea Prota^b, Marco Di Ludovico^b, Sandro Costantini^c, Marco Barluzzi^c, Alessandro De Maria^c, Elisabetta Aisa^c, Alessio Bragetti^c, Francesco Savi^c, Gianluca Fagotti^c, Luciano Baldi^c

^a Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia, Via G. Duranti 95 06125 Perugia.

^b Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura, Università degli Studi di Napoli – Federico II, Via Claudio, 21, 80125 Napoli.

^c Regione Umbria - Servizio Rischio Sismico e Programmazione interventi sul rischio idrogeologico, Via Palermo 86/a 06125 Perugia.

Keywords: sisma 2016, edifici in muratura, interventi antisismici, analisi del danno.

ABSTRACT

L'articolo analizza il comportamento strutturale di una serie di edifici del centro storico di Norcia che sono stati sottoposti ad interventi di consolidamento negli anni '80 e '90. Per questi edifici sono stati reperiti ed esaminati i progetti strutturali presentati a quel tempo al Genio Civile. Associando le informazioni contenute nei progetti con l'osservazione dei danni rilevati a seguito dei sismi del 2016 è stato possibile valutare in modo puntuale l'efficacia degli interventi effettuati.

1 SISMICITÀ STORICA DI NORCIA

La città di Norcia, nel corso della sua storia millenaria, è stata più volte colpita da terremoti. In Figura 1 sono riportati i sismi verificatisi fra il 1700 ed il 2000, di cui ben sei eventi sono caratterizzati da un'intensità maggiore o uguale ad 8 MCS.

Ripercorrere brevemente i danni e le normative di ricostruzione che hanno seguito i più recenti eventi sismici permette di analizzare le tipologie edilizie presenti nel centro storico di Norcia e la loro risposta ai sismi del 2016.

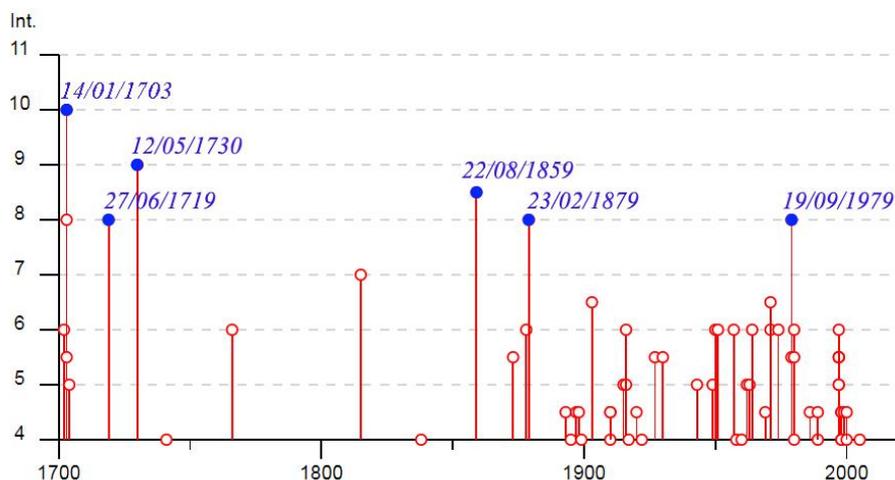


Figura 1. Terremoti verificatisi a Norcia. Immagine elaborata a partire dal grafico e dai dati disponibili in [2].

1.1 Terremoto del 1859

Il terremoto del 22 agosto 1859 (ore 12.30 circa) produsse ingenti danni. Il patrimonio ecclesiastico subì numerosi crolli, così come molto danneggiato fu il patrimonio edilizio pubblico. “*Quanto agli edifici ad uso abitativo, delle 676 case di cui era composta Norcia, 195 crollarono completamente (29%), 405 subirono crolli parziali (60%), mentre le restanti subirono gravi danni (11%)*” [1]. Quanto la città fosse danneggiata emerge chiaramente dalla mappa riportata in Figura 2 che mostra la ricostruzione del rilievo dei danni.

1.1.1 Regolamento edilizio di Norcia

Le osservazioni che i massimi esperti dell'epoca fecero sulla base di un accurato esame dei danni e dei crolli causati dal sisma trovarono una trasposizione normativa nel Regolamento edilizio di Norcia del 1860.

Nella prima parte del documento si stabiliva che sia le nuove costruzioni sia le ristrutturazioni non potessero essere realizzate senza la preventiva approvazione di un'apposita commissione che ne avrebbe verificato la conformità al regolamento stesso.

L'art. 16 stabiliva che “*le fabbriche nuove non si facciano che di due piani*”, ammettendo, tuttavia un piano “*sotterraneo*”, e che “*l'altezza della gronda dal terreno non superi mai otto metri e mezzo*”. Al successivo art. 17, con riferimento alle ristrutturazioni, si imponeva la demolizione del terzo piano “*se non quando i restauri siano per quello di non grande entità*”, evidenziando quindi l'inutilità di riparare le costruzioni troppo danneggiate.

L'articolo 19 forniva indicazioni sulle caratteristiche che i muri dovevano possedere: gli spessori non dovevano essere inferiori a 60 cm e, nel caso dei muri perimetrali, si prescriveva la realizzazione di una scarpa pari almeno ad un ventesimo dell'altezza. I muri perimetrali dovevano inoltre essere ben collegati con i muri divisorii. Le pareti esterne dovevano essere alte non più di 8.5 m (art. 16), larghe 60 cm e con scarpe larghe 42 cm alla base (art.19). Effettuando una verifica a ribaltamento di una parete con tale geometria, senza considerare i collegamenti coi muri di spina e quelli con solai e copertura, ed ipotizzando un fattore di confidenza $FC=1,35$ ed un fattore $q=2$, come previsto nelle vigenti NTC 2008, si otterrebbe un moltiplicatore di attivazione di circa 0.16, ossia una PGA_{SLV} di circa 0.24g.

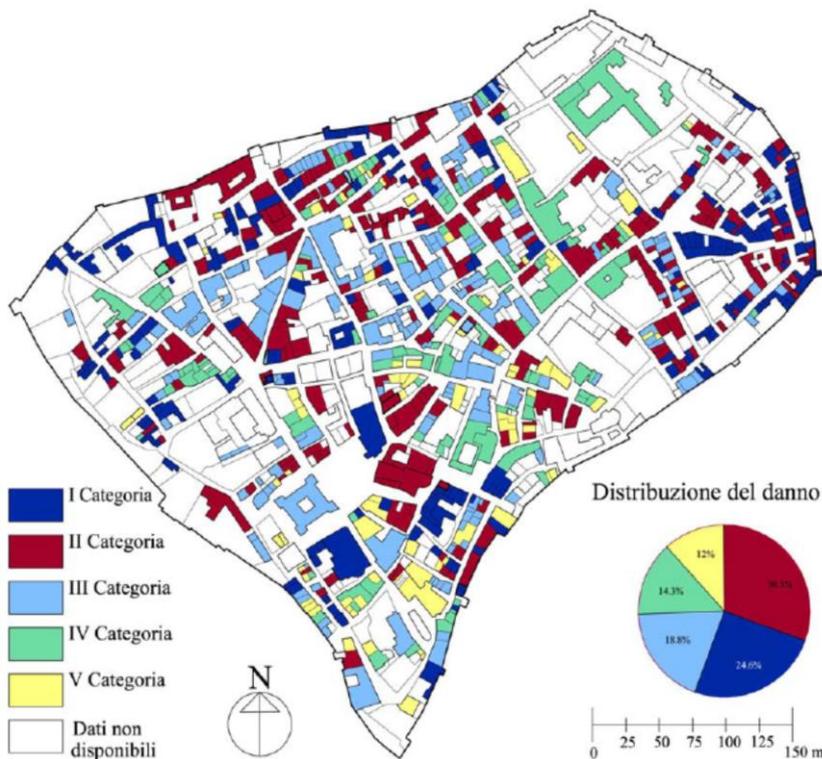


Figura 2. Ricostruzione del rilievo analitico del danno effettuato a seguito del sisma del 1859. Prima categoria: edificio crollato totalmente (immagine tratta da [3]).

La consapevolezza della pericolosità delle volte emerge dalle prescrizioni dell'art. 21 che ne permetteva la realizzazione nelle nuove costruzioni solo ai piani interrati, e nelle ristrutturazioni ne tollerava la presenza al piano terra, purché *“strette da leghe di ferro”*. Si prescriveva inoltre che fossero realizzate con uno spessore in chiave di almeno 25 cm, che fossero *“rinfiancate al terzo con muro pieno, non sovraccaricate di pesi inutili ed impostate con la loro grossezza ai muri”*. Come si vedrà meglio nei successivi paragrafi, le prescrizioni di tale articolo sono state sostanzialmente rispettate.

Per conseguire quello che oggi chiameremmo *“comportamento scatolare”*, l'art. 22 imponeva l'allineamento delle aperture e un'adeguata distanza delle stesse *“dagli angoli dei muri esterni, e dalle estremità dei muri di tramezzo”*, prescrizioni queste che ritroviamo tutt'oggi nelle NTC, seppure la prima di esse è ridotta al rango di suggerimento. Gli articoli 23 e 24 prescrivevano il collegamento di coperture e solai con i muri: *“i tetti siano sostenuti con travi poggiate orizzontalmente su tutta la grossezza dei muri, Alle travi che poggiano sui muri si facciano le legature, o chiavi di ferro”* e ancora *“nei solai, o soffitte le travi posino pure su tutta la grossezza dei muri ed abbiano le legature a chiavi di ferro”*. Oggi quasi nessun edificio di Norcia ha solai e coperture in legno perché, come si vedrà, a seguito del sisma del 1979 quasi tutti gli orizzontamenti sono stati sostituiti con elementi in latero-cemento.

Gli artt. 26 e 27 trattavano del materiale da costruzione, ossia la muratura, rispettivamente occupandosi delle pietre e della malta. La regola dell'arte è la consueta, ormai nota da migliaia di anni e ribadita anche in questa occasione: *“la pietra da usarsi sarà conciata, spungosa, stratiforme di qualità resistente, e di dimensione non soverchiamente piccola, i ciottoli rotolosi saranno affatto esclusi dalle parti murarie sopra terra, e potranno soltanto permettersi nei fondamenti. Nelle volte dovranno sempre usarsi o mattoni, o pietra spungosa”*. All'art. 27: *“per la formazione della malta, la calce dovrà essere di tutto sasso bianco, portata in pezzi, non lasciata sfiorire all'aria, ma regolarmente smorzata con acqua, e mantenuta in consistenza molle, quando abbia a conservarsi per qualche tempo. L'arena, o sabbia sarà depurata dalla terra e dalle grosse breccie”*.

Purtroppo, molte abitazioni furono ricostruite in massima economia e rapidità prima dell'approvazione di tale regolamento. La loro costruzione, non rispettosa dei dettami appena illustrati, fu giustificata dall'urgenza dei cittadini di trovare una sistemazione dignitosa.

1.2 Terremoto del 1979

Nel sisma del 19 settembre 1979, nel comune di Norcia, *“complessivamente furono danneggiati 773 edifici, il 55% dei quali era costituito da case vecchie o mal ristrutturate, o in pietra grezza legata con malta scadente (classe A della scala MSK-64), il 35% da case in mattoni o in pietra squadrate, con soffitti a travi in ferro o in legno (classe B della scala MSK-64), e il 10% da case rinforzate, con strutture ben costruite (classe C della scala MSK-64): il 5% subì crolli parziali; il 32% danni gravi; il 25% danni di media entità; il 38% danni leggeri”* [1]. Anche in questa occasione si danneggiarono più o meno gravemente numerosi edifici ecclesiastici, edifici monumentali, palazzi e molti tratti delle mura cittadine con le sue porte.

1.2.1 Normativa del 1979

A seguito di tale sisma fu promulgata la Legge regionale n. 34 del 1 luglio 1981, che all'art. 38 prevedeva che il Consiglio regionale *“stabilisce le direttive di carattere tecnico con riguardo all'attuazione, alla sicurezza e alla economicità degli interventi”*. Il risultato furono le Direttive Tecniche emanate con D.G.R. n. 290 del 29 giugno 1981, che qui brevemente si ricordano.

Sin dall'introduzione veniva chiarito che *“le riparazioni avvengono contestualmente ad interventi di adeguamento sismico”* e che questo comporta *“per i vecchi edifici in muratura provvedimenti che influiscono decisamente sulla qualità dell'ambiente (ad esempio molto spesso è necessario rifare totalmente o parzialmente le coperture)”*. Gli obiettivi delle Direttive Tecniche erano infatti la riparazione del danno e la sicurezza nei confronti di futuri terremoti, e il loro conseguimento si riteneva raggiunto con il rispetto delle indicazioni riportate nella Direttiva stessa.

Nel paragrafo 3 emerge chiaramente la differenza rispetto al testo del 1860. Il percorso da seguire prevedeva di individuare lo schema strutturale resistente alle azioni sismiche che rispecchiasse l'effettiva situazione strutturale dell'edificio, considerando i vincoli efficaci e la ripartizione delle azioni orizzontali solo se tali condizioni fossero state effettivamente accertate.

Occorreva poi valutare la resistenza dei materiali, indicando i valori adottati nel calcolo. A tal proposito le stesse Direttive contenevano una tabella con i valori di resistenza a taglio e a compressione da adottare per le varie tipologie murarie.

Era quindi necessario eseguire i calcoli e le verifiche indicati dalle Direttive. In particolare, le verifiche per azioni complanari venivano eseguite con il metodo POR che, come noto, schematizza l'edificio con un telaio shear type, richiedendo quindi fra le ipotesi di base un'adeguata rigidità dei solai e della copertura. Le verifiche per azioni ortogonali al piano delle pareti erano svolte separatamente, considerando una azione orizzontale pari al 35% dei pesi agenti sulle pareti oggetto di verifica.

La parte di maggior importanza pratica delle Direttive era costituita dall'appendice con le esemplificazioni degli interventi, proposti come "utile orientamento" ma poi largamente, e spesso acriticamente, adottati nella ricostruzione.

In caso di problemi fondali si suggerivano cordolature in c.a. con collegamenti ogni due metri alle stesse murature, oppure micropali o iniezioni di consolidamento del terreno.

Per il rinforzo delle murature in pietra era possibile realizzare iniezioni di boiaccia di cemento (se le murature venivano ritenute iniettabili) oppure paretine in c.a. (rete elettrosaldata e betoncino) sulle due facce del muro, collegate tra loro con dei connettori metallici (ne venivano richiesti 8/mq). Per murature particolarmente scadenti si suggeriva di realizzare entrambi questi interventi.

Per ricucire gli angoli ed i martelli murari era citata la possibilità di effettuare perforazioni di diametro 35-50 mm, armate con barre ad aderenza migliorata e poi iniettate con cemento.

Era inoltre prevista la possibilità di inserire nella muratura lastre o pilastri di c.a. collegati "*agli elementi strutturali adiacenti*". Tale intervento tuttavia è stato realizzato molto raramente.

I solai dovevano essere irrigiditi tramite soletta o doppio tavolato, oppure sostituiti con nuovi solai in latero-cemento accompagnati dalla realizzazione di un cordolo incassato parzialmente nella muratura mediante elementi a coda di rondine passanti sull'intero spessore, ogni 2 metri. In tal caso tuttavia era obbligatorio eseguire il consolidamento delle zone di muratura vicine ai cordoli, tramite iniezioni o cuciture armate.

Per le coperture si suggeriva il loro irrigidimento e la realizzazione di cordoli in c.a.; in realtà in molti casi si è proceduto alla totale sostituzione della copertura esistente con una nuova copertura in latero-cemento.

2 ANALISI DEI PROGETTI

I ripetuti sismi che nel 2016 hanno interessato la città di Norcia hanno rappresentato, per gli interventi strutturali realizzati sugli edifici in muratura dopo il terremoto del 1979, uno straordinario momento di verifica.

Per valutare l'efficacia dei suddetti interventi sono stati sin qui esaminati 23 progetti depositati presso il Genio Civile, riguardanti alcuni edifici del centro storico di Norcia per i quali si disponeva delle schede AeDES compilate dai tecnici del Servizio Rischio Sismico della Regione Umbria. Le informazioni contenute nelle schede AeDES hanno così fornito una conoscenza del livello di danno riportato dagli edifici.

Dall'analisi degli esiti delle schede AeDES emerge subito quanto verrà detto, in modo ancor più circostanziato, nelle conclusioni, ovvero la buona risposta sismica degli edifici su cui erano stati fatti gli interventi. Infatti, i 23 casi esaminati riguardano 39 corpi di fabbrica strutturalmente indipendenti, di cui 11 (28% del campione esaminato) sono risultati agibili a valle dell'ispezione di agibilità (esito A), 16 (41%) sono risultati temporaneamente inagibili (esito B), 1 è risultato parzialmente inagibile (esito C) e 11 (28%) sono risultati inagibili (esito E). Fatto ancora più significativo: in soli 3 casi su 39 (quindi meno dell'8%) sono stati rilevati danni gravissimi (e comunque nessun crollo totale).

Di seguito si riporta una descrizione sommaria dei casi esaminati nonché i danni riportati nelle relative schede AeDES, rimandando alle conclusioni per alcune considerazioni di sintesi

2.1 Caso 1

Si tratta di un edificio di due piani di modeste dimensioni (16.19 x 6.15 m) in adiacenza, su una porzione di un solo lato, con un altro fabbricato.

L'intervento, progettato nel 2001, ha visto il consolidamento di tutte le murature portanti in pietrame con iniezioni di boiacca cementizia. Dagli elaborati visionati non è stato possibile comprendere la tipologia degli orizzontamenti.

L'edificio è risultato temporaneamente inagibile, per la presenza di danni lievi (D1) su meno di 1/3 delle strutture verticali e delle tamponature.

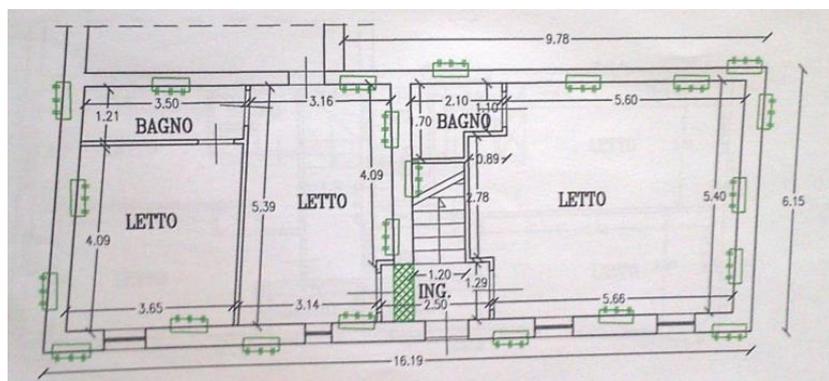


Figura 3. Pianta piano terra del progetto 1.

2.2 Caso 2

Fabbricato di due piani di impianto ottocentesco, già consolidato negli anni '60-'70 e di dimensioni di circa 10 x10 m.

L'intervento ha previsto: il consolidamento di tutte le murature esistenti, descritte in pietrame di scarsa consistenza, con iniezioni di cemento e rinzaffo sulle due facce; perforazioni armate in corrispondenza di alcuni incroci murari; il consolidamento della volta a piano terra, eliminando il riempimento e realizzando una cappa di cls armato con rete elettrosaldata; la sostituzione di tutti i solai esistenti (in travi di ferro e tavelloni), compresa la copertura (in legno), con solai in latero-cemento collegati alle murature perimetrali con cordoli in calcestruzzo armato, l'inserimento al primo piano di un nuovo setto murario in blocchi di laterizio da cm 30, utilizzato per l'appoggio dei nuovi solai.

L'edificio è risultato inagile per la presenza di danni medio gravi (D2-D3) estesi a 1/3-2/3 delle strutture verticali, nonché danni leggeri (D1) estesi a meno di 1/3 delle strutture verticali e delle tamponature.

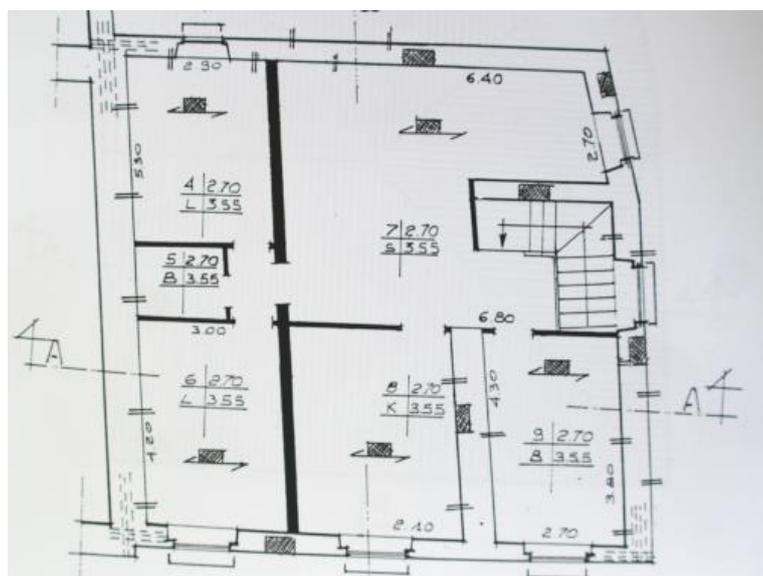


Figura 4. Pianta piano primo del progetto 2.

2.3 Caso 3

Il progetto riguarda un'unità minima di intervento composta da sette unità abitative.

Il progetto prevedeva: il consolidamento del terreno di fondazione con micropali, il consolidamento di quasi tutte le murature, in prevalenza in sassi o pietra, con iniezioni di malta cementizia e la realizzazione di perfori armati su un'angolata, il consolidamento delle volte esistenti tramite iniezioni di cemento e disposizione di rete all'intradosso, la sostituzione di gran parte dei solai esistenti con solai in latero-cemento con ammorsature a coda di rondine.

Sono state compilate 5 schede AeDES corrispondenti alle unità strutturali individuate nel complesso, di cui 2 sono risultate agibili, 2 temporaneamente inagibili ed una inagibile. Quest'ultima corrisponde proprio all'unica porzione di fabbricato su cui non erano stati previsti interventi nel progetto.

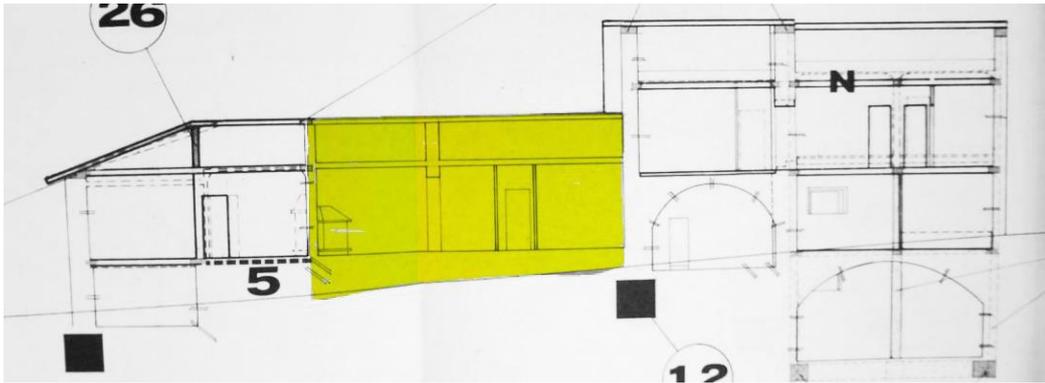


Figura 5. Sezione del progetto 3. In giallo la porzione inagibile, sulla quale non erano stati fatti interventi.

2.4 Caso 4

Si tratta di un edificio di due piani di dimensioni ridotte che è stato completamente ricostruito in blocchi di laterizio e solai in latero-cemento. L'edificio è risultato agibile.

2.5 Caso 5

Si tratta di un edificio pubblico, isolato, di dimensioni 25.7 x 26.2 m che si articola su quattro piani. Una porzione del fabbricato venne sopraelevata negli anni sessanta, realizzando murature in mattoni pieni, tufi e foratoni. Il progetto, di inizio anni 2000, ha previsto la demolizione di tale sopraelevazione e di una delle facciate ed il loro rifacimento con blocchi in laterizio. Per quanto riguarda le murature originarie in pietra grossolanamente squadrata, gran parte è stata rinforzata con iniezioni, tranne la parete di facciata.

Le volte presenti sono state consolidate rimuovendo il materiale di riempimento e realizzando una cappa armata in calcestruzzo. Sono stati predisposti dei tiranti in acciaio a livello della copertura, che è stata solo parzialmente rifatta. È stato inserito un ascensore.

La scheda AeDES mette in luce la presenza di un danneggiamento importante delle strutture verticali e alle tamponature con presenza localizzata di danni gravissimi (D4-D5) ma anche lesioni medio gravi e lievi. Danneggiamenti medio gravi sono presenti anche sui solai.

2.6 Caso 6

L'edificio, che costituisce l'angolo di un aggregato, è stato consolidato nel 1996 rinforzando le murature esistenti con iniezioni di cemento e perforazioni agli incroci murari. Le volte al piano interrato sono state consolidate (non è specificato con quale tipo di intervento) e ai piani superiori sono stati realizzati solai in latero-cemento.

L'edificio era stato valutato temporaneamente inagibile dopo il sisma del 24 agosto 2016 ed è diventato inagibile dopo il sisma del 30 ottobre 2016, con danni medio gravi, sia alle strutture verticali che ai solai e alle scale.

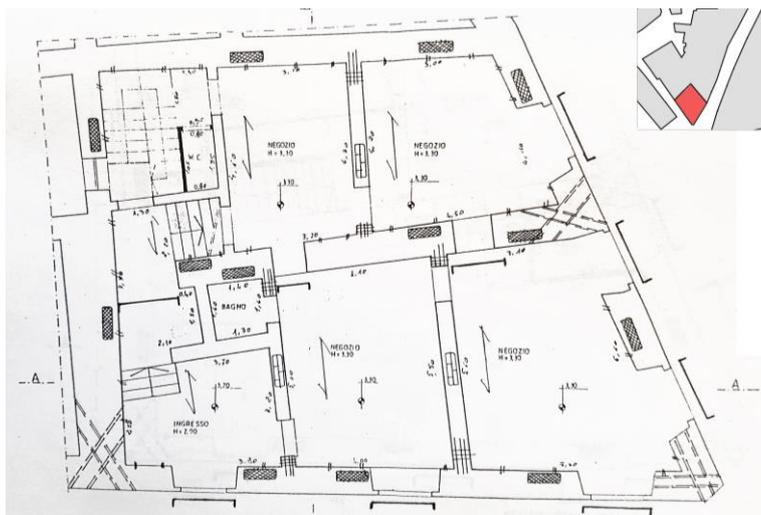


Figura 6. Pianta piano terra progetto 6. Nel riquadro in alto la posizione dell'unità strutturale all'interno dell'aggregato.

2.7 Caso 7

È un edificio rettangolare allungato (32 x 10.4 m circa) che si sviluppa su tre livelli. Sono state realizzate sottofondazioni in c.a. estese a tutto il perimetro, il consolidamento delle murature esistenti con iniezioni di cemento e, a piano terra, perforazioni armate agli incroci. I maschi murari interni del primo piano e quelli a tutti i livelli di una porzione di fabbricato sono stati sostituiti con muri in “blocchi multiforo antisismici”. Le volte sono state consolidate svuotandole e realizzando una cappa in calcestruzzo armato con maglia elettrosaldata. Tutti i solai intermedi e di copertura sono stati sostituiti con strutture in latero-cemento ancorate ad un cordolo perimetrale in c.a.

I sopralluoghi hanno definito agibile la porzione di edificio in cui sono state iniettate le murature originarie, mentre risulta temporaneamente inagibile la rimanente parte con un danno che tuttavia interessa solo il muro “di confine”.

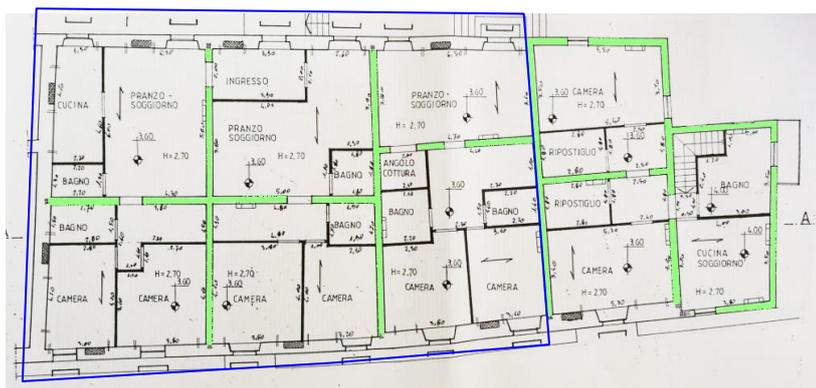


Figura 7. Piano primo del progetto 7. In verde i maschi murari ricostruiti con blocchi multiforo. La porzione di struttura contornata in blu è risultata agibile.

2.8 Caso 8

È un edificio di tre piani, irregolare in pianta, con lato maggiore di 24 m circa. Nell'intervento, il cui progetto è del 1987, è stato consolidato il terreno con micropali. Le murature sono state consolidate con iniezioni di malta cementizia e, al primo piano, in corrispondenza degli incroci murari, sono stati disposti tratti di intonaco armato (rete $\Phi 6$ 10x10) sui due lati della muratura. Sono stati inoltre inseriti due nuovi setti murari, uno a piano terra ed uno al primo piano. Le volte presenti a piano terra sono state consolidate realizzando un riempimento con argilla espansa e disponendo una rete elettrosaldata intradossale ancorata con dei connettori, mentre tutti gli altri campi di solai sono stati sostituiti con solai in latero-cemento con relativi cordoli di ancoraggio alla muratura (sezione 30x20 cm, armato con 4 $\Phi 16$ e staffe $\Phi 8/25$). La copertura è stata sostituita con una struttura in latero-cemento con cordolo sottotetto a tutto spessore.

L'edificio è risultato in parte agibile ed in parte temporaneamente inagibile per la presenza localizzata di una singola lesione medio grave.

2.9 Caso 9

Si tratta di un edificio di due/tre piani di dimensioni di circa 27x13 m.

L'intervento è stato progettato nel 1984 e ha visto la realizzazione di sottofondazioni. Le murature in pietre a ciottoli sono state rinforzate con iniezioni e perforazioni armate in corrispondenza di quasi tutti gli incroci murari ed interventi di scuci e cucii localizzati. Su alcune pareti del piano terra e sulla totalità delle pareti conservate del primo piano è stato applicato l'intonaco armato su entrambe le facce della muratura. Inoltre, su entrambi i livelli sono stati inseriti nuovi setti murari in blocchi e un'intera porzione del piano primo è stata ricostruita in muratura di laterizi.

Sono state consolidate le volte presenti a piano terra con cappa estradossale in cemento armato. I solai esistenti in ferro e laterizi sono stati sostituiti con solai in latero-cemento.

Per questo edificio sono state compilate due schede AeDES, entrambe con esito temporaneamente inagibile per la presenza di danno medio grave poco esteso ($D2-D3 < 1/3$) sia alle strutture verticali che ai solai.



Figura 8. Pianta piano primo del progetto 9. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.10 Caso 10

Si tratta di un edificio dalla forma molto allungata. L'intervento di rinforzo delle murature è stato limitato all'esecuzione di iniezioni e intonaco armato su un solo maschio murario del piano interrato e del piano terra e all'inserimento di un nuovo setto murario in laterizio al primo piano. Sono state inoltre realizzate perforazioni armate delle angolate e delle intersezioni murarie. Le volte sono state consolidate con svuotamento del riempimento esistente, la realizzazione di una cappa armata estradossale e

l'inserimento di tiranti. La maggior parte dei solai sono stati sostituiti con solai in latero-cemento collegati con cordoli in breccia; solo un campo a piano terra, essendo già in latero-cemento, è stato mantenuto e irrigidito con soletta estradossale. L'originaria copertura in legno è stata sostituita con una in latero-cemento, con cordoli a tutto spessore.

Il progetto prevedeva anche la realizzazione di un giunto tecnico centrale che, tuttavia, secondo una successiva variante, non è stato realizzato.

Le due schede AeDES compilate sull'edificio riportano un esito di temporanea inagibilità per la porzione di fabbricato più interna ed un esito di inagibilità per la porzione di testa, dove i danni medio gravi (D2-D3) sono estesi ad oltre 1/3 delle strutture verticali.

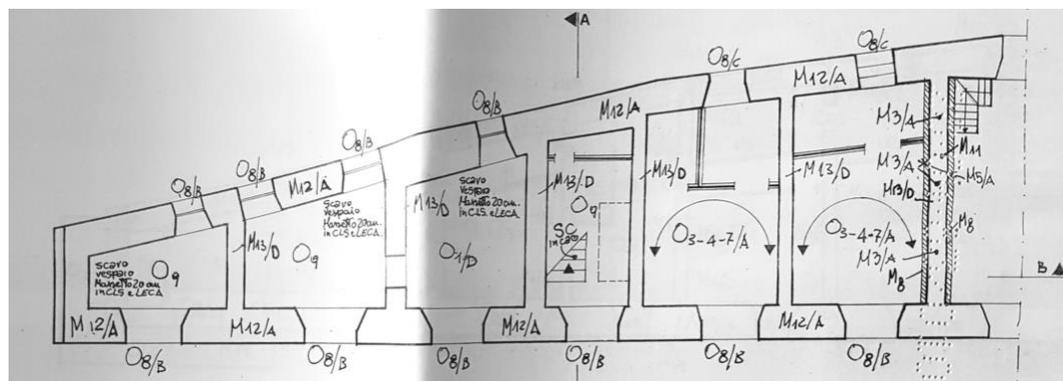


Figura 9. Piano terra del progetto 10.

2.11 Caso 11

Si tratta di un edificio di quattro piani, a pianta pressoché quadrata, che costituisce la cellula di estremità di un aggregato di forma rettangolare allungata.

L'intervento, progettato nel 1992, ha visto la realizzazione di sottofondazioni e, limitatamente ad un locale del piano interrato, la realizzazione di una fodera interna in cemento armato su cui è stato poggiato il sovrastante locale al piano terra.

Le murature portanti esterne in pietrame sono state rinforzate con iniezioni di cemento, nonché scuci e cucii ed eliminazione di vuoti, dove vi erano vani, nicchie e canne fumarie. Esternamente le murature sono state rivestite di intonaco semplice in malta bastarda. La parete interna di spina è stata ricostruita in mattoni multifori di laterizio, mentre tutte le tramezzature interne sono state ricostruite in laterizio forato.

Tutti i solai esistenti, comprese le coperture, sono stati sostituiti con solai in latero-cemento, collegati alle murature esistenti con cordoli in breccia con ammorsature a coda di rondine e alle murature nuove con cordoli a tutto spessore.

L'edificio è risultato temporaneamente inagibile con danni medio gravi (D2-D3) estesi a meno di un terzo delle tamponature e danni leggeri localizzati ($D1 < 1/3$) sia alle strutture verticali che alle tamponature.

2.12 Caso 12

Si tratta di una piccola cella di due piani più sottotetto, interna ad un aggregato. I setti laterali, in comune con le celle adiacenti, sono stati conservati e rinforzati con iniezioni di cemento e apposizione di rete elettrosaldata su un solo lato; gli altri setti sono invece stati sostituiti con murature in laterizio di nuova realizzazione.

L'edificio è risultato temporaneamente inagibile per danni leggeri e poco estesi ($D1 < 1/3$) sia alle strutture verticali che alle tamponature.

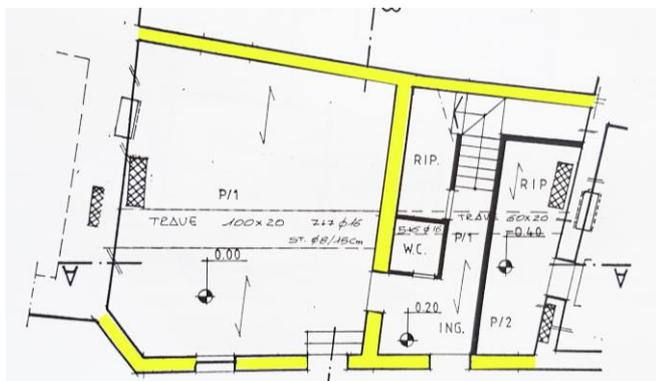


Figura 10. Pianta piano terra del progetto 12. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.13 Caso 13

L'edificio, di impianto risalente al XVI-VII secolo, era stato ricostruito nel tardo Settecento. Si sviluppa in un corpo centrale a pianta rettangolare, cui si affiancano due distinti corpi di fabbrica.

Il fabbricato principale è composto da due piani fuori terra, un seminterrato ed un sottotetto. Al piano seminterrato sono presenti muri in pietra squadrata e ben organizzata di notevole spessore, sovrastati da volte a botte o a crociera in mattoni. Ai piani superiori le murature sono sempre in pietra, ma con spessori minori.

Tutte le murature sono state consolidate con iniezioni di malta cementizia, mentre i setti che risultavano essere molto lesionati sono stati sostituiti con una nuova muratura da 30 cm.

Le volte sono state consolidate tramite la realizzazione di una cappa estradossale in cemento armato.

I solai e la copertura, originariamente in legno, sono stati sostituiti con solai in latero-cemento perimetrati da cordoli in c.a.

Il fabbricato principale è risultato inagibile per la presenza di lesioni medio gravi (D2-D3) estese a 1/3-2/3 delle strutture verticali e a meno di 1/3 delle tamponature. Sono inoltre stati segnalati danni lievi e poco estesi a solai, strutture verticali e tamponature.



Figura 11. Pianta piano terra del progetto 13. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.14 Caso 14

Si tratta di un edificio irregolare di quattro piani, che costituisce una porzione interna ad un aggregato.

Il progetto, depositato nel 1991, prevedeva: la realizzazione di sottofondazioni in c.a., il rinforzo delle murature esistenti con iniezioni di malta cementizia, perforazioni armate agli incroci murari, la sostituzione dei setti murari che si presentavano in pessimo stato con murature di nuova realizzazione.

Sono state consolidate le volte esistenti al primo e al secondo piano, e sono stati sostituiti tutti i solai con solai in latero-cemento collegati con cordoli in breccia.

L'edificio è risultato inagibile con localizzate lesioni gravissime (D4-D5) alle strutture verticali, nonché localizzate lesioni medio gravi (D2-D3<1/3) e leggere (D1<1/3) che interessano sia le strutture verticali, che i solai e le tamponature.

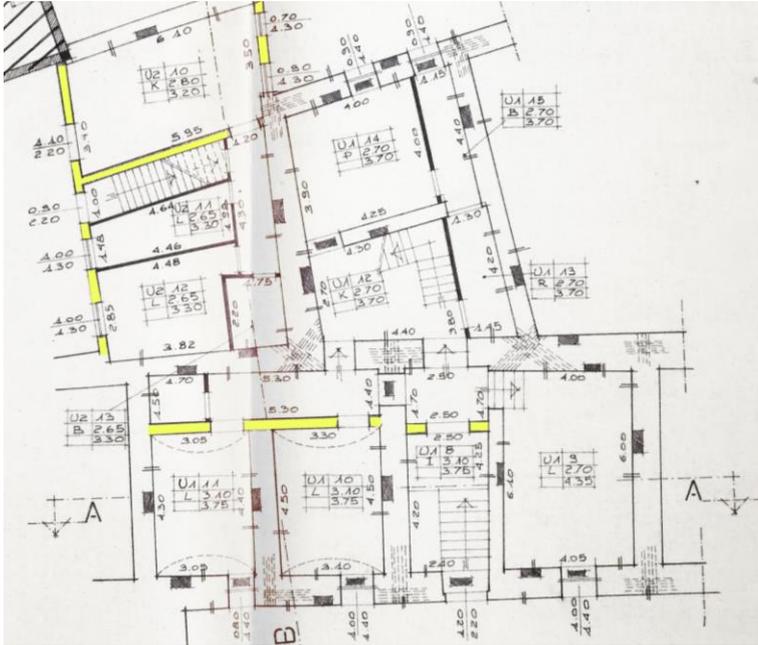


Figura 12. Piano secondo del progetto 14. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.15 Caso 15

Si tratta di un edificio a forma di L, con una parete adiacente ad una delle chiese del centro storico di Norcia ed un'altra parete che fa parte delle mura urbane.

Dagli elaborati grafici del progetto, depositato al Genio Civile nel 1989, si deduce che sono state realizzate diffuse sottofondazioni; sono state consolidate le volte presenti a piano terra, realizzando una cappa armata con rete elettrosaldata ($\Phi 6$ 10x10 cm) e un sovrastante solaio in latero-cemento. Tutti gli orizzontamenti esistenti sono stati sostituiti con strutture in latero-cemento con cordoli in breccia.

Su tutte le murature conservate è indicato l'intervento con iniezioni ed intonaco armato sulle due facce; appare tuttavia improbabile che questo intervento sia stato realizzato sul muro facente parte della cinta muraria, in quanto quest'ultima, esternamente non è intonacata in alcun tratto. Alcuni setti del piano terra e del piano primo sono stati demoliti e ricostruiti in blocchi Poroton.

L'edificio è risultato inagibile con danni gravissimi (D4-D5<1/3) alla copertura e danno medio grave (D2-D3<1/3) alle strutture verticali. Questi danneggiamenti tuttavia sono stati causati dal crollo della facciata della vicina chiesa.

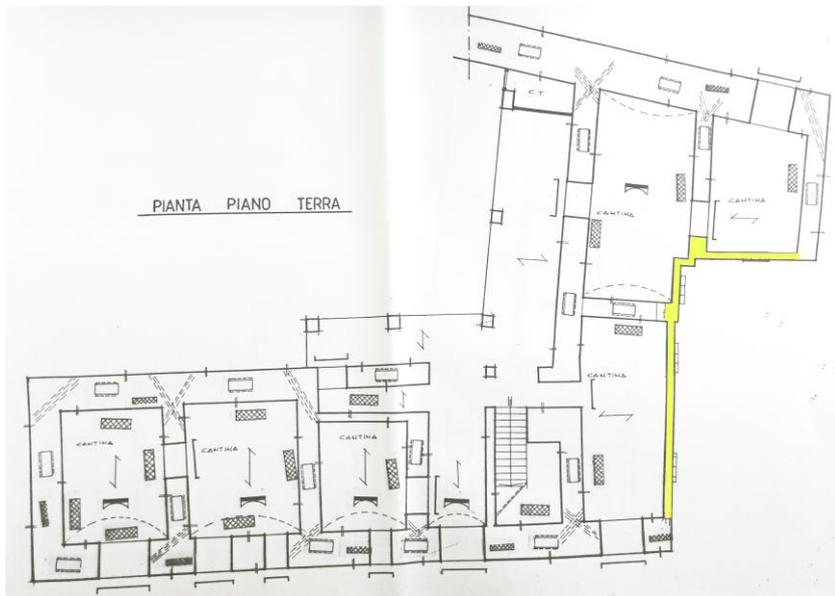


Figura 13. Pianta piano terra del progetto 15. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.16 Caso 16

L'immobile costituisce la porzione di testata di un aggregato. Dopo il terremoto del 1979 si trovava in pessime condizioni, con solai crollati e murature molto lesionate; solo il piano terra non era troppo compromesso. L'intervento del 1992 prevedeva la realizzazione di sottofondazioni, il consolidamento delle pareti di scatinato, piano terra e alcuni maschi al piano primo con iniezioni di cemento; la demolizione di quasi tutto il primo piano e sottotetto e la loro ricostruzione con laterizio multifori di 30 cm di spessore; la sostituzione di quasi tutti gli orizzontamenti con solai in latero-cemento; il consolidamento dell'unica volta conservata a piano terra con soletta estradossale.

L'edificio è risultato agibile senza alcun danno.

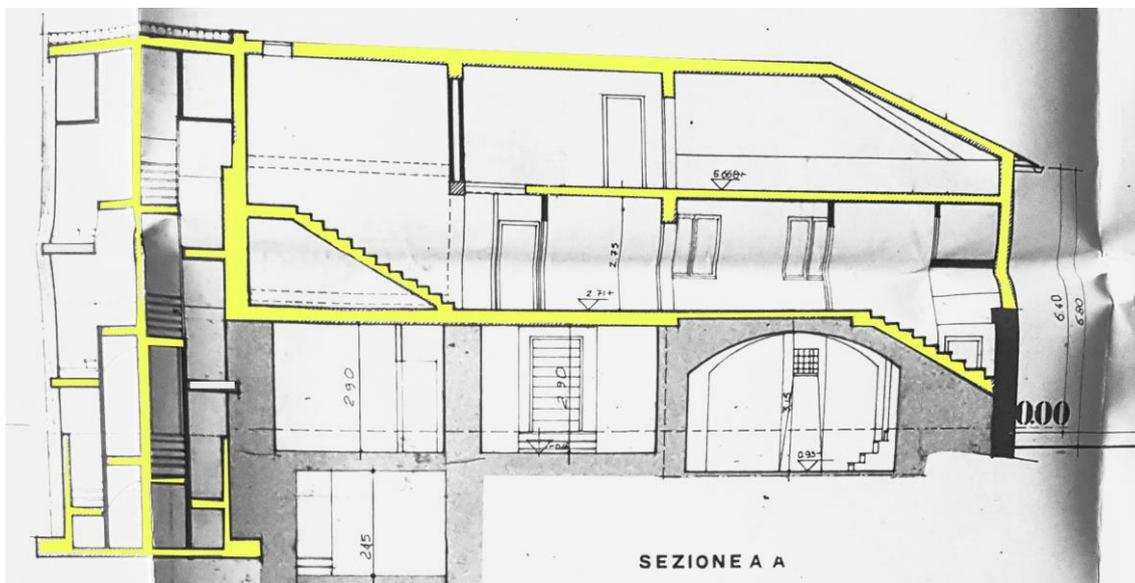


Figura 14. Sezione del progetto 16. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.17 Caso 17

La costruzione si compone di tre edifici (cui corrispondono tre schede AeDES) e venne consolidata in base al progetto depositato al Genio Civile nel 1984.

Le murature originali erano in pietrame di cattiva qualità. Il progetto prevedeva interventi consistenti: realizzazione di una sottofondazione, consolidamento delle murature mediante perforazioni armate agli incroci murari, iniezioni di cemento a piano terra, e mediante iniezioni abbinata a rete metallica e betoncino ai livelli superiori; l'inserimento di nuovi setti murari in laterizio, nonché la sostituzione di alcune murature esistenti con murature di nuova realizzazione sempre in laterizio; il consolidamento delle volte tramite realizzazione di una cappa estradossale; la sostituzione della copertura e dei solai con nuovi elementi in latero-cemento.

Su due dei tre edifici è stata poi presentata una variante dai cui elaborati, seppur poco chiari, sembrerebbe che siano stati eliminati molti degli interventi previsti nel progetto originario.

Dopo il terremoto del 30 ottobre 2016 l'edificio su cui sono stati fatti tutti gli interventi previsti nel progetto originario è risultato agibile, mentre uno dei due edifici oggetto di variante (cioè con interventi ridotti) è risultato inagibile con localizzati danni gravi ($D4-D5 < 1/3$) alle strutture verticali e danni medio gravi e leggeri estesi a meno di un terzo delle strutture verticali, dei solai e delle tamponature.

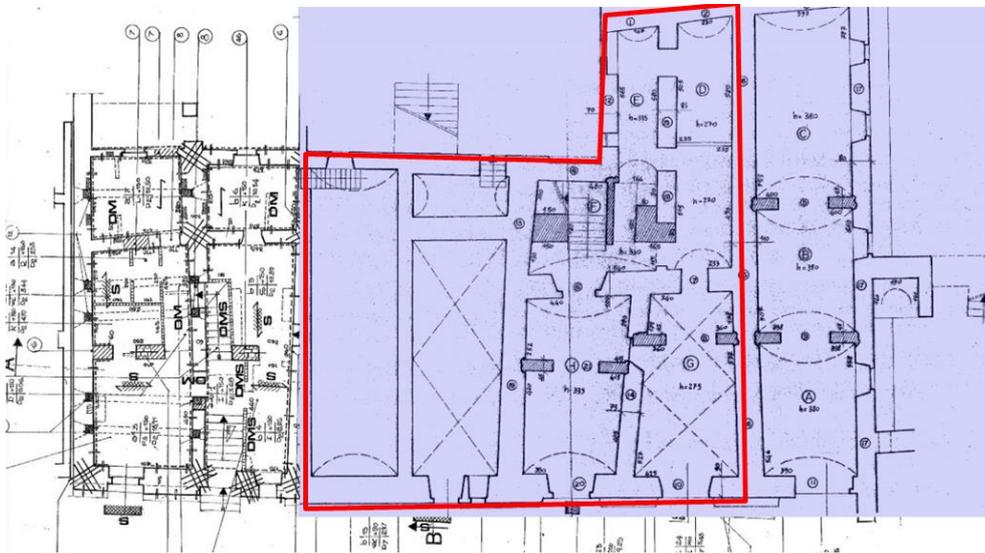


Figura 15. Pianta piano terra del progetto 17. La porzione campita in blu è stata oggetto di variante (cioè con meno interventi rispetto a quanto era previsto originariamente), la porzione con contorno rosso è l'edificio risultato inagibile.

2.18 Caso 18

La costruzione è stata consolidata in base ad un progetto depositato nel 1994. Si articola in due edifici, cui corrispondono due schede AeDES, di altezza rispettivamente pari a tre e quattro livelli, di cui uno interrato. Le murature originali sono in pietrame di cattiva qualità.

L'intervento ha previsto: scuci e cuci, iniezioni di malta cementizia su tutti i maschi a tutti i piani, intonaco armato sui maschi interni al piano terra e su tutti i muri al primo e al secondo piano, perfori armati sulla maggior parte degli incroci murari, tiranti metallici al secondo livello; l'inserimento di alcuni setti murari in laterizio.

Tutti i solai sono stati sostituiti con orizzontamenti in latero-cemento ancorati alle murature con cordoli in breccia in cemento armato. La copertura originaria fu demolita e sostituita da un tetto in frenelli e tavelloni.

Dopo i sismi del 2016 un edificio è risultato agibile e privo di danni, mentre l'altro risulta temporaneamente inagibile con alcune lesioni sulle murature portanti.

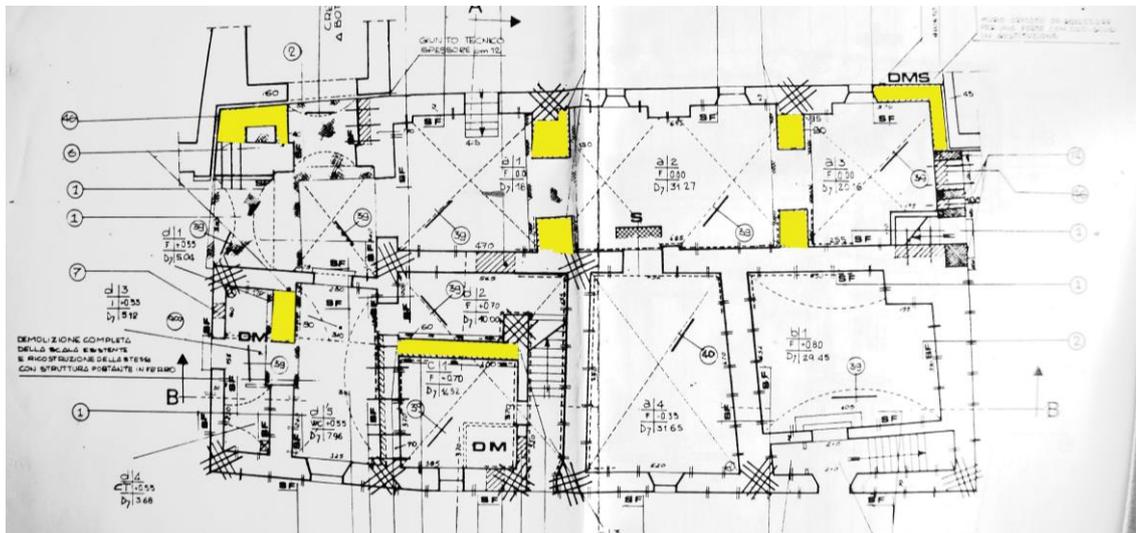


Figura 16. Pianta piano primo progetto 18. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.19 Caso 19

L'edificio, di epoca cinquecentesca, è articolato su tre livelli fuori terra ed è stato consolidato sulla base di un progetto depositato nel 1989.

Il progetto prevedeva: sottofondazioni in c.a., consolidamento delle murature con iniezioni di cemento e rete e betoncino (su entrambi i lati sulle murature interne; solo sul lato interno sui muri perimetrali, peraltro molto spessi) e perforazioni armate agli incroci dei setti murari. Inoltre, per quanto riguarda gli orizzontamenti: nuovi solai e nuova copertura in latero-cemento, creazione di travi in c.a. a sostegno delle murature in falso sulle volte, consolidamento delle volte mediante il loro svuotamento e apposizione di rete e betoncino all'estradosso, riempimento con argilla espansa e cordolo perimetrale di irrigidimento, consolidamento dei controsoffitti lignei con rete e betoncino all'intradosso e loro ancoraggio al solaio di plafone.

Dopo i sismi l'edificio è risultato parzialmente inagibile a causa del crollo di una limitata porzione muraria in corrispondenza di un camino e a causa di danni medio-gravi su un arco edificato, di collegamento all'edificio prospiciente.

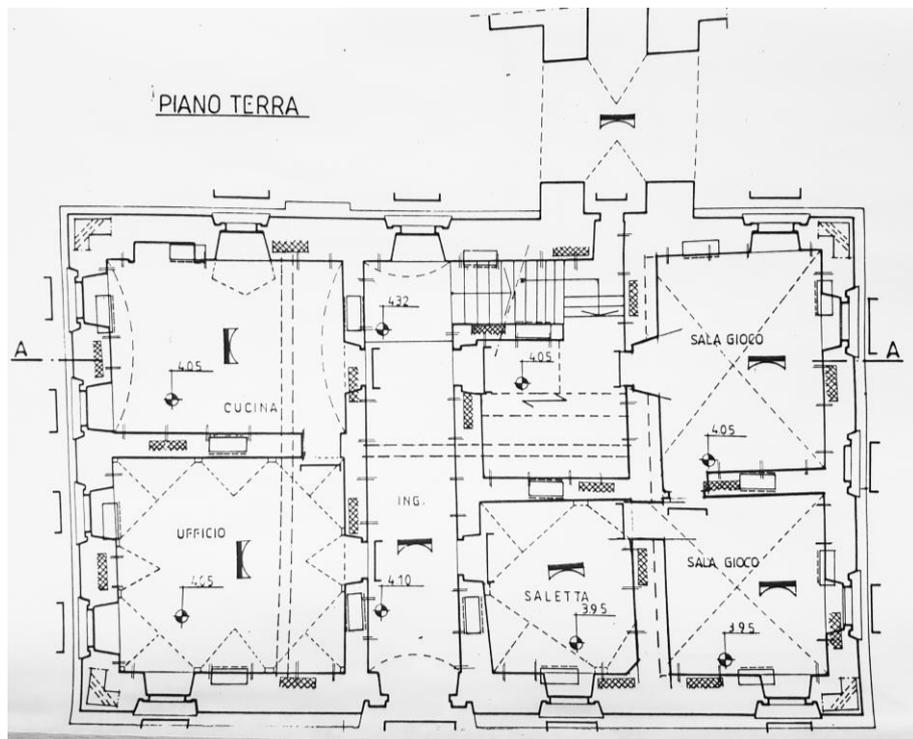


Figura 17. Pianta piano terra progetto 19.

2.20 Caso 20

Il progetto, depositato nel 1985, ha riguardato un edificio di piccole dimensioni, su due livelli fuori terra più un sottotetto.

Nel progetto si prevedeva la demolizione e ricostruzione di gran parte delle pareti con nuove murature in blocchi laterizi semipieni e l'intervento con intonaco armato sulle pareti in pietrame. Le volte originali sono state demolite e sostituite con solai in latero-cemento, così come la copertura.

L'edificio ha subito danni molto limitati in conseguenza dei sismi ed è stato dichiarato temporaneamente inagibile a causa dello spostamento di alcune tegole di copertura.

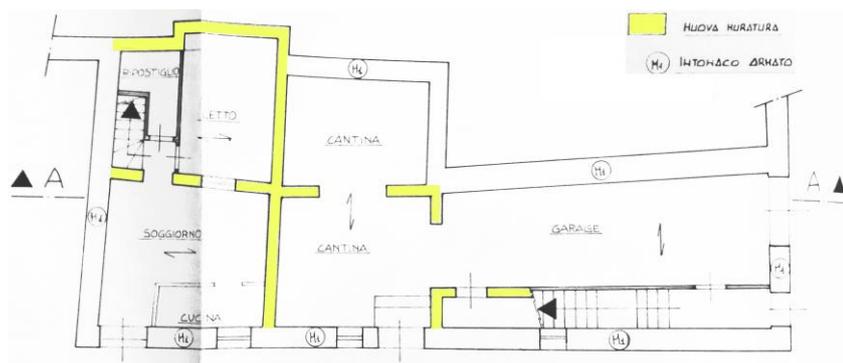


Figura 18. Pianta piano terra progetto 20. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.21 Caso 21

Il progetto, depositato nel 1984, ha riguardato un intero agglomerato costituito da sei edifici per i quali sono state compilate sei schede AeDES.

Il numero di piani degli edifici è variabile da due a quattro, con un livello interrato in alcuni casi. Le murature portanti sono in ciottoli calcarei e malta di sabbia e calce.

Nel progetto si prevedeva: la realizzazione di due giunti strutturali, a separare l'intero aggregato dagli edifici adiacenti, il consolidamento delle fondazioni mediante cordoli in c.a., la demolizione e ricostruzione totale di alcuni vani e di una scala all'ultimo livello, la sola manutenzione ordinaria per una particella, all'epoca consolidata da poco. Inoltre, si prevedeva il consolidamento delle volte del piano interrato e la sostituzione di alcuni solai lignei con solai in latero-cemento, il rifacimento di tutte le architravi e la creazione del cordolo sommitale di coronamento e di una copertura in latero-cemento.

Nel progetto originario era previsto il consolidamento di tutte le murature in pietrame esistenti con rete elettrosaldata e betoncino, nonché legature agli incroci murari e iniezioni di cemento. Con una successiva variante, in due edifici nella zona centrale dell'aggregato fu prevista la realizzazione del solo intervento con le iniezioni.

A seguito dei sismi del 2016 tutti gli edifici dell'agglomerato risultano agibili o con danni limitati, con l'eccezione delle due particelle centrali oggetto di variante, che, invece, sono inagibili per danni medio-gravi.

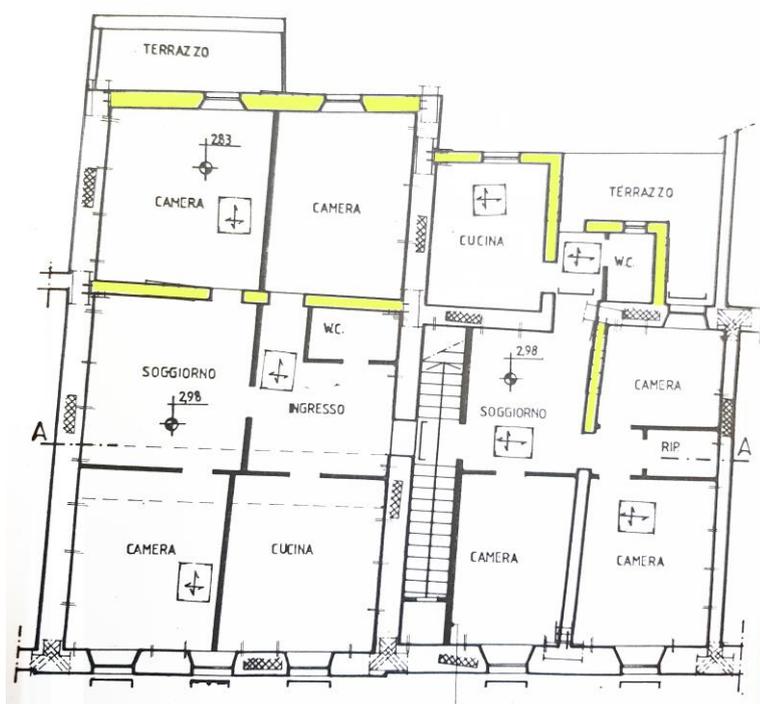


Figura 19. Pianta piano primo della porzione oggetto di variante. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.22 Caso 22

L'edificio ha tre livelli fuori terra ed è in pietrame irregolare di cattiva qualità. Il progetto di consolidamento fu depositato al Genio Civile nel 1984. Esso prevedeva: realizzazione di sottofondazioni in c.a., consolidamento della quasi totalità delle murature a piano terra e primo piano con iniezioni, intonaco armato e perforazioni armate agli incroci, costruzione di alcuni nuovi setti in laterizio al primo piano. Gli orizzontamenti e la copertura sono stati sostituiti con solai rigidi dotati di cordolo e le volte sono state consolidate. L'edificio ha riportato danni lievi.

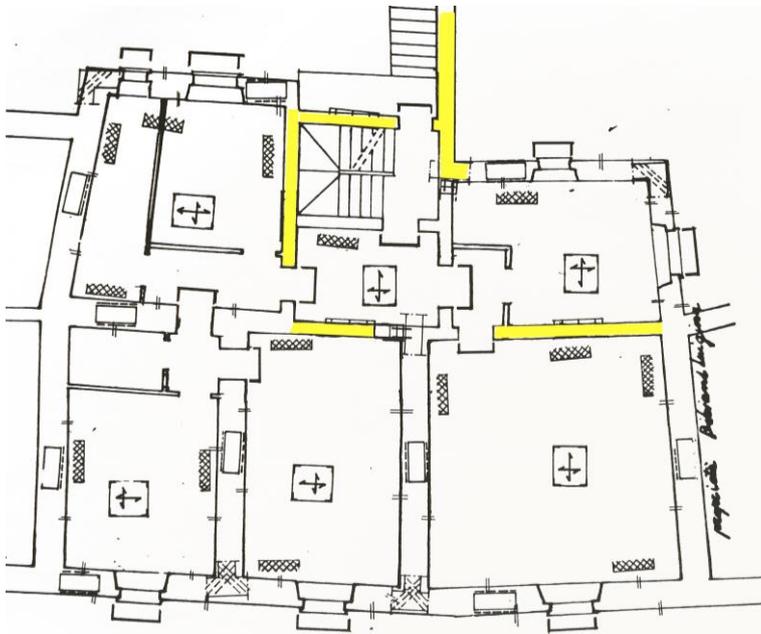


Figura 20. Pianta piano primo del progetto 22. In giallo i nuovi setti e le murature ricostruite in blocchi di laterizi.

2.23 Caso 23

Si tratta di un edificio di tre livelli fuori terra, non regolare in pianta. La muratura originaria è in pietrame irregolare. L'intervento, depositato al Genio Civile nel 1985, prevedeva: diffusi interventi di scuci e cuci e iniezioni di malta cementizia, perfori armati in corrispondenza delle angolate e dei martelli murari, applicazione di intonaco armato solo su qualche spigolo del primo piano.

Le volte esistenti sono state svuotate e placcate con una caldana armata all'estradosso; i solai sono stati irrigiditi con soletta armata e collegati con diffuse tirantature. La copertura è stata sostituita con una struttura in latero-cemento dotata di cordoli.

L'intero edificio attualmente risulta inagibile con danni medio-gravi su gran parte delle pareti murarie e su alcuni solai di interpiano.

2.24 Sintesi dei progetti visionati

In Tabella 1 sono riportate le caratteristiche principali dei progetti sopra descritti. Per ogni progetto sono stati indicati gli interventi realizzati sulle strutture verticali (IN.=iniezioni; I.A.=intonaco armato; P.A.=perforazioni armate; T=tiranti) e sulle strutture orizzontali (SOST. LC= sostituzione dei solai esistenti con solai in latero-cemento; VOLTE ESTR.=consolidamento delle volte con cappa in cls armato all'estradosso; VOLTE IN.=consolidamento delle volte con iniezioni cementizie; SOL. FER.=consolidamento del solaio in ferro con soletta di irrigidimento estradosale). Ad ogni tipologia di intervento è stata associata la relativa estensione di applicazione (TOT=totale; MED=media; LIM=limitata). Sono stati poi indicati i casi di inserimento di nuovi setti murari e di ricostruzione di alcune porzioni di muratura (nP=tutto il piano n-esimo; nP/r=una porzione del piano n-esimo; S=alcuni setti su tutti i piani dell'edificio; S-nP=setti al piano n-esimo).

Nella tabella sono stati anche riportati i dati contenuti nelle corrispondenti schede AeDES, in particolare l'esito di agibilità (A=agibile; B=temporaneamente inagibile; C=parzialmente inagibile; E=inagibile) e i livelli di danneggiamento delle strutture verticali, delle tamponature e dei solai (A, B, C indicano un danno gravissimo esteso rispettivamente a più di 2/3 degli elementi, a 1/3-2/3 degli elementi e a meno di 1/3 degli elementi; D, E, F indicano un danno medio-grave esteso rispettivamente a più di 2/3 degli elementi, a 1/3-2/3 degli elementi e a meno di 1/3 degli elementi; G, H, I indicano un danno leggero esteso rispettivamente a più di 2/3 degli elementi, a 1/3-2/3 degli elementi e a meno di 1/3 degli elementi; infine L indica l'assenza di danno. Nel caso in cui siano state compilate più schede AeDES per un singolo progetto, ogni riga corrisponde ai dati di una scheda.

I progetti sono stati distinti in funzione del tipo di intervento realizzato sulle strutture verticali: in arancione sono evidenziati quelli in cui le iniezioni di malta cementizia sono state applicate alla maggior parte delle pareti, in azzurro sono stati evidenziati quelli che oltre alle iniezioni prevedevano la realizzazione di intonaco armato, in verde quelli in cui si è realizzata una ricostruzione totale dell'edificio, in giallo quelli in cui gli interventi non sono stati applicati diffusamente ma erano limitati ad alcune pareti.

3 CONCLUSIONI

Sono stati analizzati 23 progetti strutturali relativi ad edifici in muratura nel centro storico di Norcia, depositati presso il Genio Civile dopo il terremoto del 1979. Disponendo delle relative schede AeDES, compilate per gli stessi edifici a seguito dei sismi del 2016, è stato possibile valutare le diverse prestazioni al sisma degli interventi effettuati.

Le considerazioni qui svolte sono basate esclusivamente sui progetti visionati, non potendo eseguire, al momento, controlli puntuali sulla effettiva realizzazione di quanto previsto o sulla loro realizzazione a regola d'arte.

Tutti i progetti analizzati prevedevano la sostituzione dei solai esistenti con solai in latero-cemento collegati alle murature d'ambito attraverso cordoli in breccia o mediante ancoraggi a coda di rondine. Le volte originarie sono state conservate solo nei casi in cui non erano troppo danneggiate e, quasi sempre, sono state rinforzate rimuovendo il riempimento presente e realizzando all'estradosso una cappa in calcestruzzo armata con rete elettrosaldata.

Per quanto riguarda invece gli interventi sulle murature, in otto dei casi analizzati (1, 2, 6, 7, 11, 13, 14, 16) sono state realizzate iniezioni di malta cementizia sulla totalità dei maschi murari, talvolta abbinata ad un largo uso di perforazioni armate in corrispondenza degli incroci murari (casi 6, 11, 13, 14). I danni riportati da questi edifici sono piuttosto vari: quattro casi sono risultati agibili o temporaneamente inagibili ma con danni lievi e limitati (casi 1, 7, 11, 16); altri quattro edifici sono risultati invece inagibili (casi 2, 6, 13, 14) con danni che, nella maggior parte dei casi, sono stati medio gravi ed estesi a 1/3-2/3 delle strutture verticali.

In altri otto progetti l'intervento con iniezioni di malta cementizia è stato abbinato alla realizzazione di intonaco armato sulle due facce della muratura (casi 8, 9, 15, 17, 18, 20, 21, 22). Anche nel caso 19 l'intervento con l'intonaco armato era su entrambe le facce, salvo che per le murature perimetrali, peraltro di spessore davvero consistente, rinforzate solo sulla faccia interna. Tutti questi edifici sono risultati agibili o inagibili solo temporaneamente, ad eccezione del caso 18, il cui danneggiamento è collegato al crollo della facciata della adiacente chiesa, e del caso 23, cui è stata attribuita una inagibilità parziale dovuta al crollo di una porzione di muratura in corrispondenza di un camino.

Nei casi di ricostruzione della maggior parte dei setti murari (intero edificio nei casi 4 e 12, primo e secondo piano nel progetto 16, tutti i setti interni nel caso 20) i danni sono stati nulli o molto limitati.

Nei casi sopra citati gli interventi erano estesi all'intero edificio. I quattro casi (3, 5, 10, e 23) in cui gli interventi riguardavano solo alcune pareti o porzioni dell'edificio, sono risultati tutti inagibili. È emblematico il caso 3, in cui l'unica porzione inagibile dell'aggregato analizzato è stata proprio quella dove non si era intervenuti.

In conclusione, gli edifici analizzati hanno avuto, in generale, un buon comportamento ai numerosi e rilevanti sismi verificatisi fra il 24 agosto 2016 e il 18 gennaio 2017. Per i casi di ricostruzione o di interventi diffusi e completi l'esito è stato particolarmente buono, con danni molto limitati, se non nulli, mostrando come l'estensione dell'intervento all'intero edificio sia un requisito fondamentale per una buona risposta sismica della struttura.

Quelli qui presentati sono comunque i risultati preliminari di un lavoro ancora in svolgimento, che proseguirà ampliando il campione di analisi, visionando altri progetti. Per i casi più significativi si pensa di eseguire le analisi secondo le indicazioni delle vigenti NTC 2008, in modo da poter confrontare la capacità degli edifici rinforzati calcolata secondo le attuali norme con quella calcolata con il metodo POR dai progettisti dell'epoca.

Tabella 1. Sintesi dei progetti visonati.

#	Interventi su strutture verticali tipo estens.	Nuovi setti	Ricostruzione	Interventi su strutture orizzontali tipo estens.	Esito agibilità	Danni strutture verticali	Danni tamp.	Danni solai
PROG. 1	IN. TOT				B	I	I	-
PROG. 2	IN. TOT P.A. MED	si		SOST. LC TOT VOLTE ESTR.	E	E I	I	L
PROG. 3	IN. TOT P.A. LIM			SOST. LC TOT VOLTE IN. TOT	B B A E A	I F I I L	I I L I L	L L L E L
PROG. 4			1P-2P		A	L	L	L
PROG. 5	IN. MED	si	2P/r S-1P; S-TP	SOL. FER. LIM VOLTE IN.	E	C E I	C F	F I
PROG. 6	IN. TOT P.A. TOT	si		SOST. LC TOT	E	E I	F I	F I
PROG. 7	IN. TOT P.A. MED	si	1P/r -2P/r S-1P	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	A B B	I I F	I I I	L L L
PROG. 8	IN. TOT I.A. MED	si		SOST. LC. TOT VOLTE IN. TOT	A B	I F I	I I	L L
PROG. 9	IN. TOT P.A. TOT I.A. MED	si	1P/r		B B	F I I	I L	F I L
PROG. 10	IN. LIM I.A. LIM	si		SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	B E	F I E I	F I I	L I
PROG. 11	IN. TOT		S-1P; S-2P	SOST. LC TOT	B	I	F I	L
PROG. 12	IN. TOT I.A. TOT		1P-2P	SOST. LC TOT	B	I	I	L
PROG. 13	IN. TOT		S	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	B E	I E I	I F I	L I
PROG. 14	IN. TOT P.A. TOT		S	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	E	C F I	F I	F I
PROG. 15 #	IN. TOT I.A. TOT		S-1P; S-2P	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	E	F	H	I
PROG. 16 #	IN. TOT #		1P	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	A	L	L	L
PROG. 17* #	IN. TOT I.A. MED P.A. MED	si	2P	SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT #	A	L	L	I
PROG. 18 #	IN. TOT I.A. TOT P.A. TOT	si		SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT #	A B	L F I	L I	L L
PROG. 19 #	IN. TOT I.A. TOT			SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	C	C F I	I	I
PROG. 20 #	I.A. #		1P/r; 2P/r	SOST. LC TOT	A	L	L	L
PROG. 21 #	IN. TOT I.A. TOT P.A. TOT # #			SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT # # #	B A A B	L L L I	I L I I	L L L L
PROG. 21v #	IN. TOT #		S	SOST. LC TOT #	E E	F F	E G	G I
PROG. 22 #	IN. TOT I.A. TOT P.A. TOT	si		SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT #	B	L	L	I
PROG. 23 #	IN. MED I.A. LIM P.A. LIM T. TOT			SOST. LC TOT VOLTE ESTR. TOT	E	E	I	F

4 RINGRAZIAMENTI

Si ringraziano coloro che hanno partecipato ai sopralluoghi di agibilità: Federico Bernardini, Fabio Bontempo, Roberta Ciarapica, Marco Cittadini, Luigi Daniele, Massimo Fiani, Cinzia Gioacchini, Federica Modesti, Riccardo Norgini, Francesca Pieretti, Lucia Sepicacchi, Claudio Serafini, Catia Sereni, Marco Tanci. Lo studio di cui alla presente nota è stato svolto nell'ambito del Progetto Esecutivo ReLUIIS 2017 – Linea murature e della convenzione ReLUIIS Sisma 2016.

BIBLIOGRAFIA

1. Catalogue of strong earthquake in Italy 461 B.C. – 1997 and Mediterranean area 760 B.C. – 1500; E. Guidoboni, G. Ferrari, D. Mariotti, A. Comastri, G. Tarabusi, G. Valensise; sito <http://storing.ingv.it/cfti4med/>
2. Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2015: <https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/>
3. Reale, C., Scheibel, B., Vignoli, F., Decanini, L. & Sorrentino, L. 2004. Il Regolamento edilizio di Norcia del 1860: fra storia sismica e storia urbanistica. Conv. Naz. ANIDIS, Genova.
4. Regione dell'Umbria, Direttive tecniche ed esemplificazione delle metodologie di interventi per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici (art. 38 L:R. 1/7/81 n. 34)

Analisi del comportamento di alcuni edifici di culto in Valnerina a seguito dei sismi del 2016

Antonio Borri^a, Romina Sisti^a, Giulio Castori^a, Marco Corradi^a, Alessandro De Maria^b

^a Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Perugia, Via Duranti 92, 06125 Perugia.

^b Regione Umbria - Servizio Rischio Sismico e Programmazione interventi sul rischio idrogeologico, Via Palermo 86/a 06125 Perugia.

Keywords: Sisma centro Italia 2016, crolli chiese, valnerina, prevenzione, beni culturali

ABSTRACT

L'articolo propone alcune riflessioni sulle perdite di beni culturali subite con gli eventi sismici del 2016 nel Centro Italia esaminando tre casi emblematici di crolli di chiese della Valnerina. Ciò che colpisce di più in queste vicende è l'assenza di una qualsiasi politica di prevenzione, negli anni passati, da parte degli Enti preposti alla tutela di questi beni. La non previdenza e la non curanza nei confronti dei pur evidenti problemi strutturali di questi edifici di culto, sia dopo il sisma del 1979 che dopo quello del 1997, è aggravata, in due dei casi esaminati, dall'esistenza di importanti ed approfondite ricerche, condotte nei primi anni 2000, che avevano chiaramente denunciato la criticità di tali situazioni.



La Chiesa di San Salvatore a Campi di Norcia (PG) dopo gli eventi sismici del 2016 (foto tratta da un video dell'Ing. R. Vetturini).

1 INTRODUZIONE

Molti dei crolli delle chiese della Valnerina, avvenuti negli eventi sismici del 2016, sono caratterizzati da meccanismi di ribaltamento della facciata facilitati dall'assenza di elementi di trattenuta e/o dalla mancanza di collegamenti efficaci tra facciata, coperture e pareti perimetrali e dalle spinte esercitate da volte ed archi posti all'interno di tali edifici.

In alcuni casi, molto particolari, i crolli sono associati a fattori esterni, come il costone ed il campanile caduti sulla chiesa di Sant'Eutizio a Preci (PG) o la torre campanaria rovinata sulla Basilica di S. Benedetto a Norcia.

In altri casi sono state le dimensioni rilevanti delle specchiature perimetrali, in rapporto al loro spessore ed unitamente alle particolarità tipologiche degli edifici di culto, a causare la disgregazione delle parti apicali delle pareti, con conseguente crollo delle coperture (pur leggere). La ex chiesa di S. Francesco, a Norcia e quella di S. Agostino, sempre a Norcia, sono esempi significativi di questo tipo di problematica, e con tali dimensioni, oggettivamente, i crolli sarebbero stati difficilmente prevenibili, se non con interventi importanti ed invasivi (costolature, speroni esterni) in grado di ridurre le snellezze delle pareti.

Le chiese crollate nell'area del cratere sono centinaia e, almeno in certe zone (ved. ad esempio Norcia o Campi di Norcia) sono state tra le poche costruzioni crollate del tutto.

Per le tre chiese qui esaminate, S. Salvatore, S. Andrea e S. Maria di Piazza, tutte a Campi di Norcia (PG), la causa dei crolli avvenuti con le scosse del 26 ottobre 2016 e del 30 ottobre 2016 è infatti facilmente correlabile alla mancata attenzione nei confronti dei problemi strutturali di queste costruzioni, che avrebbero potuto essere mitigati con interventi semplici, economici e ben poco invasivi.

Come verrà illustrato nell'articolo, per S. Salvatore e S. Andrea sarebbero state necessarie (e forse sufficienti) delle catene disposte ad assorbire le spinte delle volte sulle facciate ostacolandone così il ribaltamento; per S. Maria di Piazza, oltre agli incatenamenti era urgente ed indispensabile soccorrere un singolo pilastrino in breccia, gravato da oneri manifestamente non commisurati alle sue possibilità.

Nessuno può dire con certezza se realizzando quei provvedimenti le chiese si sarebbero salvate; ma sicuramente, intervenendo preventivamente, il loro livello di sicurezza sarebbe aumentato in modo molto rilevante.

Nel passato recente sono state spese cifre consistenti per il restauro degli affreschi contenuti in alcune delle tre chiese analizzate (ovvero per la loro "messa in sicurezza", secondo il lessico usato nelle Soprintendenze per tali operazioni) ora, dopo i crolli causati dai sismi dell'ottobre 2016, si spenderanno somme ingenti per tentare di recuperare frammenti di beni purtroppo perduti per sempre.

1.1 Campi di Norcia

Campi è una frazione di Norcia suddivisa in due centri abitati: Campi Basso, che oggi è un'area residenziale di epoca recente, e Campi Alto, che sorge su un versante del Monte Macchialunga e si sviluppa all'interno delle antiche mura che delimitavano un castello medioevale del XIII sec.

Il paese si trova nella Val Castoriana, che si estende fra il Comune di Norcia ed il Comune di Preci, lungo il corso del fiume Campiano. Tutta la valle è caratterizzata da un elevato numero di chiese, eremi e monasteri, essendo diventata, sin dal V sec d.C., luogo di preghiera e di isolamento, per la diffusione della pratica di vita eremitica, introdotta prima da Santo Spes e poi da Sant'Eutizio [1].

Si pensi che solo a Campi Alto ai primi del 1700 c'erano sette chiese e un monastero. Dopo i terremoti del 1700 ne erano rimaste tre: S. Maria di Piazza, S. Andrea e Madonna delle Grazie. Con i sismi del 2016 anche queste tre chiese sono state distrutte.

L'abitato di Campi Alto è caratterizzato da costruzioni disposte su una serie di terrazzamenti concentrici delimitati da strade raccordate da brevi rampe di scale. Come detto, all'interno delle mura, prima dei sismi del 2016, erano presenti tre chiese (Figura 1) e due di queste (S. Andrea e S. Maria di Piazza) saranno esaminate nel presente lavoro.

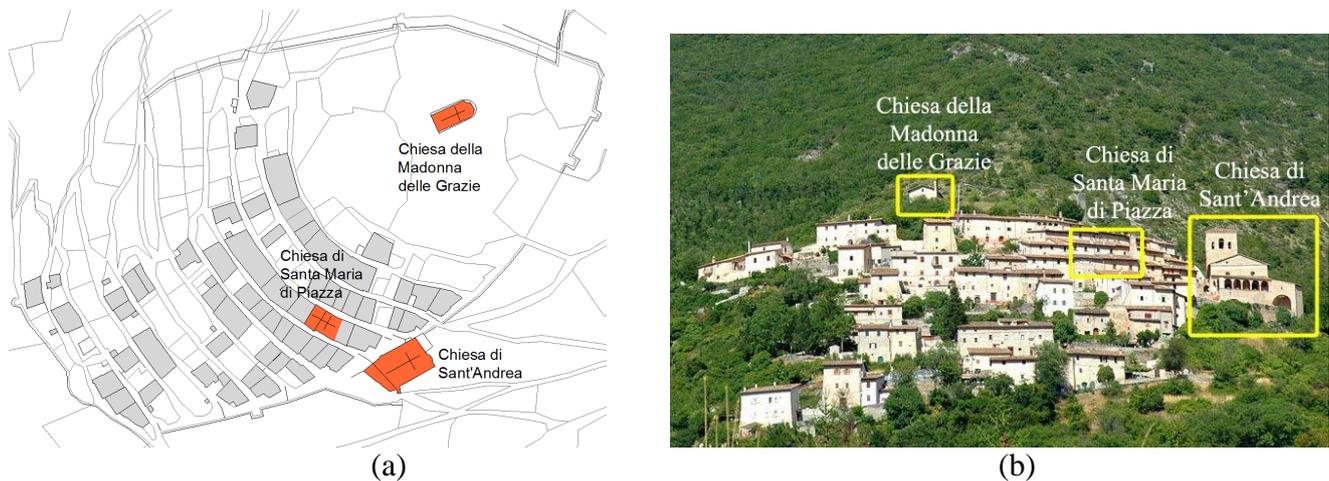


Figura 1. (a) Mappa catastale di Campi Alto di Norcia. Evidenziate in rosso le tre chiese all'interno delle mura del castello. (b) Foto di Campi Alto prima dei sismi del 2016.

Per questi due casi molte informazioni sono state tratte da una serie di ricerche condotte nel periodo 2000-2004 da un gruppo composto dal Politecnico di Milano (che aveva come responsabile la compianta Prof.ssa Luigia Binda), dall'Università di Padova (con responsabile il Prof. Claudio Modena), e dal MiBACT stesso, con Responsabile l'Ing. Luciano Marchetti, che in quel periodo rivestiva il ruolo di Commissario delegato per i Beni Culturali nella Regione Umbria.

Lo studio, molto accurato ed approfondito, era stato condotto nell'ambito del progetto quadro triennale 2000-2002 del Gruppo Nazionale per la difesa dai terremoti (GNDT) operante all'interno della struttura dell'INGV. In [2], [4] e [6] si può trovare una sintesi scientifica del lavoro svolto.

Erano state svolte anche tesi di laurea (ved. ad es.: [3]) e una tesi di dottorato, quella dell'Arch. Giuliana Cardani [5], un lavoro metodico e rigoroso, che riporta in modo completo e con dovizia di particolari le operazioni svolte in quel periodo, insieme ai risultati trovati.

Molti sono stati anche gli articoli scientifici presentati da quel gruppo, sia in convegni che su riviste: nel già citato report finale del 2004 [2] se ne contano ben quindici.

Oltre all'Ing. Marchetti del MiBACT era presente nel gruppo di ricerca anche l'Arch. Margherita Guccione, anche lei del MiBACT, come co-responsabile di due task: "Valutazioni in relazione al valore storico/artistico/monumentale dei manufatti" e "Individuazione di linee guida per la riparazione e il miglioramento sismico".

Tali studi avevano permesso di raggiungere una conoscenza accurata, attendibile e qualificata sulla criticità della situazione strutturale dei manufatti analizzati, ma i risultati ottenuti non sono stati poi utilizzati per eliminare o ridurre le problematiche riscontrate e mettere in sicurezza quelle chiese. A tanto lavoro di ricerca infatti non è seguito alcun intervento.

Indubbiamente non è stato il primo caso, né sarà l'ultimo, in cui ricerche scientifiche ben fatte rimangono inutilizzate. In questo caso, però, tale disinteresse ha portato ad avere danni gravissimi ed irreparabili.

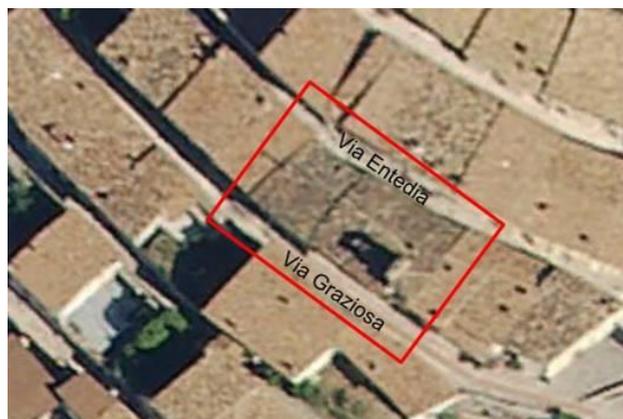
1.2 Chiesa di Santa Maria di Piazza

La chiesa di Santa Maria di Piazza, inizialmente intitolata a Santa Maria della Misericordia, venne fondata nel 1351. Nel corso dei secoli fu colpita da numerosi terremoti, e per questo fu più volte restaurata e rimaneggiata.

La chiesa occupava il piano terra di una porzione di aggregato affacciante su via Graziosa (Figura 2a) e si distingueva dalle abitazioni ordinarie adiacenti per la presenza di un campanile a vela e di un portale trecentesco con ghiera a fogliame, sormontato dall'agnello crucifero, simbolo dell'Ordine benedettino (Figura 2b).

Analogamente agli altri edifici di Campi Alto, l'edificio che ospitava la chiesa di Santa Maria di Piazza si sviluppava su più livelli (in genere tre, ma in questo caso due nell'edificio di destra e tre in quello di sinistra) il piano terra si trovava a quota della strada di valle, uno intermedio e il terzo a livello della strada di monte.

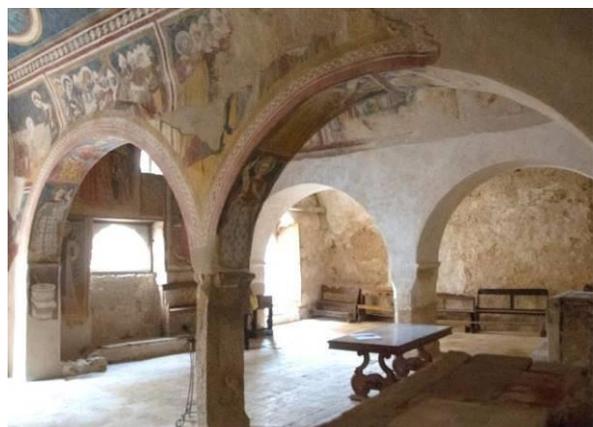
La chiesa era costituita da un'unica ampia aula rettangolare, suddivisa in tre navate coperte con volte a botte in pietra, di differenti altezze e dimensioni, fra loro separate da due arcate con un unico pilastro centrale (Figura 2c). L'accesso dal piano stradale era possibile attraverso i due portali sulle navate laterali, mentre una finestra lunettata si apriva sulla navata centrale.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 2. (a) Posizione della chiesa nell'aggregato. (b) Portale trecentesco di accesso alla chiesa su Via Graziosa. (c), (d) L'ampio ambiente della Chiesa diviso in tre navate coperte da volte a botte, in pietra. Da notare le arcate, su cui si scaricano le volte a botte, che dividono le navate: le spinte degli archi terminali, mancando gli incatenamenti, vanno a spingere la facciata. Da notare anche le ridotte dimensioni dell'esile pilastro in breccia della arcata che divide le navate di destra (da [7]).

La chiesa conservava buona parte dei decori e degli affreschi del XV e XVI sec.: la volta della navata centrale era affrescata con sei episodi della storia di S. Gioacchino e S. Anna, genitori di Maria, e la vita della Vergine Maria, descritti da didascalie in vernacolo. Gli affreschi, realizzati dalla bottega degli Sparapane, erano molto apprezzati per la vivacità dei colori e i dettagli dei disegni come i copricapi, la decorazione degli abiti e le ricche architetture gotiche (Figura 3a). Sulla volta a botte della navata di destra erano rappresentati episodi della Passione di Cristo ed almeno cinque tondi di schema giottesco. Nei sottarchi erano affrescati i profeti, mentre a fianco dell'ingresso di destra c'era un angelo trecentesco ed altri frammenti pittorici. Sulla parete di controfacciata erano presenti degli affreschi scoperti dopo il terremoto del 1979, fra i quali Sant'Antonio Abate, patrono degli allevatori, accompagnato da un maiale nero, Sant'Amico, patrono dei boscaioli, con un lupo al guinzaglio e la Madonna della Misericordia (Figura 3b). Gli affreschi della chiesa erano stati restaurati di recente (presumibilmente nel 2008).

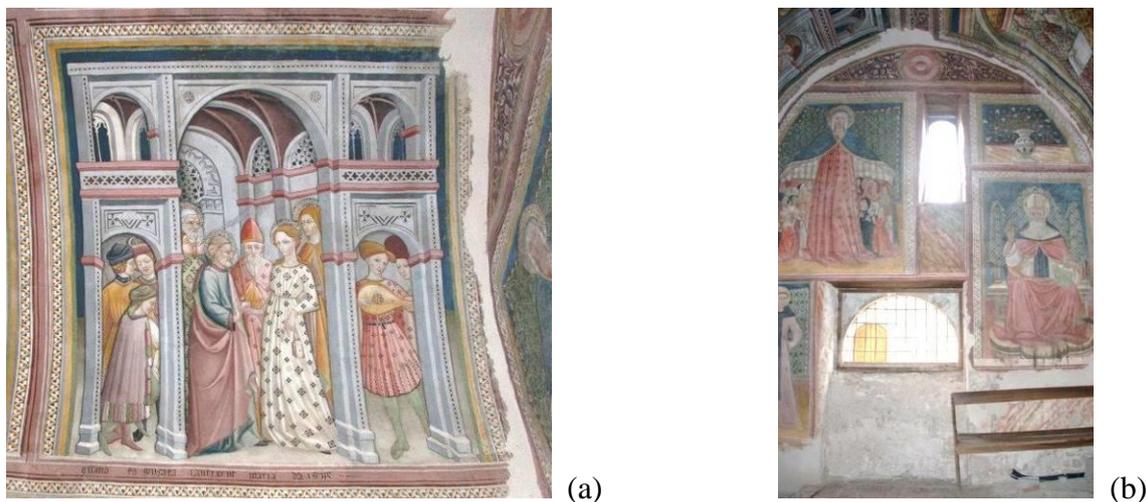


Figura 3. (a) Particolare degli affreschi della navata centrale. (b) Affreschi sulla controfacciata (da [7]).

Come detto in precedenza, nell'ambito dello studio [2] l'aggregato era stato rilevato ed esaminato in dettaglio. I disegni, ricavati da [5], sono stati qui integrati con le informazioni dedotte da quanto osservato in occasione del sopralluogo effettuato il 16 settembre 2016 per valutare i danni causati dal sisma del 24 agosto 2016. L'insieme delle informazioni raccolte ha permesso di conoscere la geometria della maggior parte degli elementi strutturali, le tipologie murarie, le tipologie di orizzontamenti e la loro orditura (Figura 4a).

La chiesa occupava il piano terra di due edifici adiacenti. L'edificio di destra, addossato ad una torre sulla cui sommità spiccava il campanile a vela, si sviluppava su due livelli; quello inferiore, occupato dalla chiesa, non era stato interessato da interventi strutturali. Il livello superiore (e solo lui!) era stato consolidato dopo il sisma del 1979 con iniezioni; aveva una copertura con tre capriate lignee poggianti sulle pareti longitudinali, con arcarecci e orditura secondaria in legno, pannelle e soletta di completamento in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata. Su questo edificio di destra erano visibili (dalle foto reperite) quattro capochiave, disposti a livello del solaio intermedio. Gli arcarecci, come si vede da quanto resta di loro nella Figura 7e, erano stati inseriti nel muro della costruzione confinante di destra, ovvero nella torre (poi crollata) e nella parte ad essa retrostante (rimasta in piedi e visibile, come detto, nella Figura 7e).

L'edificio a sinistra di cui la chiesa occupava solo una porzione, aveva la facciata sporgente rispetto all'edificio di destra prima descritto. Si sviluppava su tre livelli, con solaio intermedio e copertura in latero cemento orditi entrambi parallelamente alla facciata. Era inoltre presente un controsoffitto realizzato con travi in ferro e tavelloni. Sulla facciata di questa porzione di fabbricato non erano presenti incatenamenti.

Tra gli elementi palesemente più vulnerabili della chiesa c'era il pilastro centrale di destra (Figura 2d e Figura 5a), dalle dimensioni molto modeste e realizzato in un unico blocco di breccia, pietra con problematiche meccaniche (a causa anche della porosità) ben note. L'elemento era stato studiato in [5] effettuando il rilievo dello stato fessurativo, caratterizzato da lesioni verticali ed espulsione di materiale, con prove ultrasoniche che avevano confermato la presenza di lesioni profonde.

In [5] ed in [6] erano riportate le conclusioni delle indagini. In [5] si legge che l'unità immobiliare in questione “..è stata adeguata solo al primo piano, dove oggi è la sala consiliare, mentre al piano terra, destinato a chiesa, non vi sono interventi di recente fattura: la mancanza di manutenzione, i terremoti subiti e l'ulteriore appesantimento del piano sovrastante apportato dai consolidamenti rendono oggi questo manufatto in una situazione molto critica, testimoniata dalla gravi lesioni interne che riguardano soprattutto le volte. A tale proposito questa schiera è stata tra gli oggetti di studio affrontati in una tesi della Facoltà di Architettura del Politecnico di Milano (Relatore: Prof.ssa L. Binda) in cui vengono applicati dei metodi di calcolo (programma ISIVERS) per testare la validità dei consolidamenti effettuati. L'edificio risulta quasi interamente vulnerabile al meccanismo di resistenza a flessione per comportamento a trave, debolezza relazionabile alla mancata presenza di presidi ortogonali ai setti di spina (...). L'iniezione di miscela di leganti non è sufficientemente in grado di portare in sicurezza la struttura, in particolar modo in risposta ai meccanismi fuori piano”.

Da considerare poi, stante anche l'esito finale, quanto scritto sempre in [5], relativamente alla U.I. 184 (la cellula muraria adiacente alla chiesa, quella con la torre e il campanile a vela) per la quale “.. per le dimensioni i setti a vari livelli risultano non verificati ai cinematismi di ribaltamento”.

Le conclusioni riportate in [6] appaiono assolutamente chiare e coerenti con l'importante lavoro fatto da quel gruppo di ricerca: “L'indagine condotta dalle tre UR, ben coordinate tra loro, ha permesso di raccogliere una grande quantità di dati su: - storia ed evoluzione degli edifici e dei centri studiati; - caratteristiche tipologiche degli edifici, delle strutture e dei materiali; - danni e interventi dopo il 1979 e danni dopo il 1997; - efficacia delle riparazioni dopo il 1979; - possibili meccanismi di danno degli edifici riparati e non riparati in futuro. I dati sono stati utilizzati per eseguire verifiche degli edifici mediante il programma Vulnus e definirne la loro vulnerabilità oltre che a prevedere opportune tecniche di intervento”.

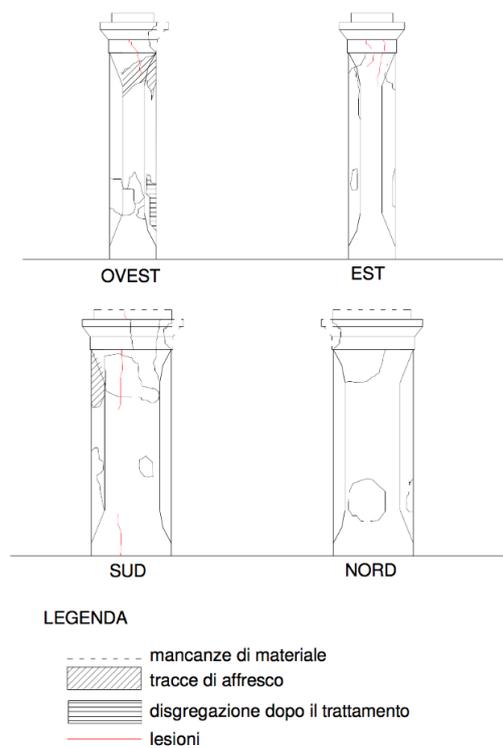
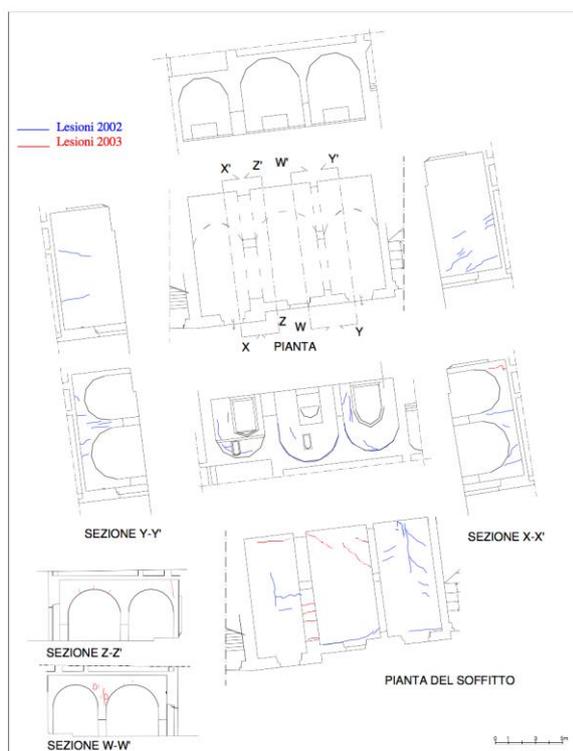
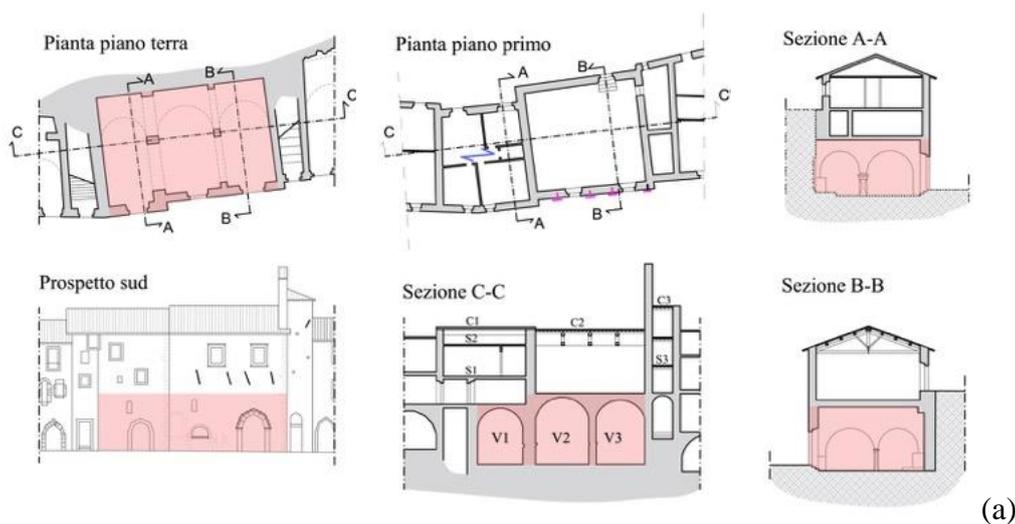


Figura 4. (a) Pianta, prospetto e sezioni (elaborate a partire dai disegni contenuti in [5]) della porzione di schiera che ospitava l'ambiente della chiesa di Santa Maria di piazza (campita in rosso). (b) Variazione del quadro fessurativo tra il 2002 ed il 2003 (da [5]). (c) Quadro fessurativo sul pilastrino in breccia della navata di destra (da [5]). Da qui si poteva facilmente comprendere lo stato di pressoflessione, giunto ad uno stadio piuttosto avanzato, del pilastrino: lo spigolo sud-ovest, nella parte superiore, tendeva ad essere espulso, mentre sulla faccia nord non erano presenti lesioni da schiacciamento.



Figura 5. Danneggiamenti e vulnerabilità riscontrate a seguito del sisma del 24 agosto 2016. (a) Pilastrino centrale. (b) Lesioni sul campanile a vela. (c) Lesione di distacco della volta della navata di destra.

Nonostante i risultati emersi, l'autorevolezza degli autori e la presenza diretta e la competenza istituzionale degli Enti coinvolti (MiBACT in primis) nessun intervento poi è stato fatto.

La chiesa aveva comunque superato il sisma del 24 agosto 2016 senza subire danni rilevanti. Durante un sopralluogo, effettuato il 16 settembre 2016, era stato osservato il danneggiamento del campanile a vela (Figura 5b) ed una lesione di distacco della volta (indicata con V1 in Fig. 4a) dalla parete di facciata (Figura 5c). Il pilastro centrale non presentava aggravamenti rispetto allo stato fessurativo sopra descritto.

Da un video girato subito dopo le scosse del 26 ottobre 2016 si può notare una lesione verticale (Figura 6) in corrispondenza della parete perimetrale di destra della chiesa, ad indicare l'attivazione del meccanismo di ribaltamento della facciata, frenato dalla presenza degli incatenamenti presenti su questa porzione di aggregato.

Una delle scosse del 30 ottobre 2016 ha poi causato il crollo dell'intero aggregato occupato dalla chiesa e della torre adiacente (Figura 7).



Figura 6. Lesioni sulla facciata della Chiesa di Santa Maria di Piazza subito dopo le scosse del 26 ottobre 2016 e prima del sisma del 30 ottobre 2016. Immagine estratta da un video disponibile sul sito www.perugiatoday.it.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 7. Crollo avvenuto con il sisma del 30 ottobre 2016. (a) Crollo della porzione di schiera che comprendeva la chiesa di Santa Maria di Piazza vista da Via Graziosa (quella a valle). (b) Vista da via Entedia (quella a monte): ecco quanto resta della abitazione adiacente alla chiesa (alla sua sinistra) caratterizzata da una copertura (indicata con C1 in Fig. 4a) ed un orizzontamento intermedio (S1 di Fig. 4a) in latero-cemento, con orditura parallela allo sviluppo longitudinale della schiera. (c) Vista da via Entedia (monte): copertura lignea (C2 di Fig. 4a) dell'edificio di destra, costituita da tre capriate lignee poggianti sui muri longitudinali, arcarecci e orditura secondaria in legno, pianelle e soletta in calcestruzzo. (d) vista da Via Graziosa (valle): porzione della costruzione che si trovava sul retro della torre adiacente alla chiesa. (e) Vista da via Entedia (monte): in primo piano la copertura (crollata) dell'edificio di destra dell'aggregato che ospitava la chiesa. Sullo sfondo, con l'intonaco bianco, la costruzione che era dietro alla torre crollata. Da notare quanto resta degli arcareggi inseriti nella parete di tale costruzione. Evidentemente anche per l'altra falda si aveva questa situazione, cioè gli arcareggi erano inseriti nel muro della torre (e quindi ne hanno seguito il destino..).

Difficile individuare quale, delle diverse e gravi vulnerabilità evidenziate dallo studio prima citato, e dalle analisi da noi successivamente compiute, sia la maggiore responsabile del crollo.

L'esile pilastro, già fessurato a pressoflessione, è certamente in prima posizione in questa rosa di candidati, specie se si va a calcolare, come qui è stato fatto, la tensione di compressione nello stato di pressoflessione che lo impegnava già in fase statica.

Basta considerare i carichi verticali che gli provenivano dalle volte e dalle arcate, e le spinte derivanti dalle loro asimmetrie, per trovare valori di tensioni oltre i 20 MPa, già prossimi, anche senza il sisma, a quelli di rottura (28 MPa) trovati per quel tipo di materiale ([5]). Essendo quel pilastrino già fessurato e molto snello è facile presumere che il sisma del 30 ottobre 2016 ne abbia provocato il collasso a causa di una pressoflessione che era già ad uno stadio avanzato. Nella Figura 4c si possono notare le lesioni di schiacciamento sulla faccia sud del pilastro, e l'incipiente tendenza all'espulsione del suo spigolo sud-ovest, nella parte superiore, lesione coerente, peraltro, con la progressione del quadro fessurativo sulle volte tra il 2002 e il 2003 [5], associabile con un incremento di rotazione verso l'esterno della facciata dell'edificio di sinistra.

Ma il crollo potrebbe essere iniziato proprio con il ribaltamento di questa facciata, molto snella, non tirantata e con una consistente spinta orizzontale – quella dell'arcata che divideva le due navate di sinistra - presente anche in fase statica. Peraltro, l'orditura dei solai in questo edificio era parallela alla facciata e quindi non c'era alcun contributo al trattenimento della parete. Su quell'arcata, oltre ai carichi che le arrivavano dalle volte della chiesa, gravava il muro di separazione tra i due edifici, molto spesso, e con esso si scaricava lì anche il peso dei solai orditi parallelamente alla facciata.

La spinta dell'arco sulla parete interna della facciata, pur essendo ad una quota non elevata, era quindi molto rilevante.

Terzo possibile elemento scatenante del collasso potrebbe essere stato il ribaltamento della adiacente torre (U.I. 184), molto snella e già valutata non verificata al ribaltamento nella ricerca di cui sopra. Gli arcarecci della copertura dell'edificio di destra, conficcati nella parete muraria della torre (lungi da poter costituire un ritegno efficace al movimento della torre stessa) potrebbero essere stati trascinati in quel ribaltamento, portando ad un collasso progressivo dell'intero aggregato.

Difficile dire quale dei tre o quale combinazione tra di loro sia stato l'elemento decisivo. Non si può escludere nemmeno che ad innescare un collasso di tipo progressivo sia stato anche solo il crollo del campanile a vela sulla sottostante copertura e certamente occorre evidenziare che la qualità scadente della muratura può aver contribuito a causare tali crolli.

La cosa sicura, al di là di ogni ragionevole dubbio, è che il collasso della chiesa di Santa Maria di Piazza, senza interventi, era assolutamente prevedibile, ed infatti era stato chiaramente e correttamente previsto nella ricerca più volte citata.

Peraltro, , anche negli anni precedenti erano disponibili strumenti, anche molto semplici, che potevano mettere in guardia chi aveva competenza e responsabilità sulla tutela di questo bene.

Valga per tutti la semplice verifica dei cinematicismi “alla Giuffrè”, usuale negli anni '80-'90, consistente semplicemente nel confrontare il moltiplicatore di attivazione del meccanismo con un prefissato valore di riferimento, che, ai tempi di Giuffrè, era 0.28 per il sisma “forte” e 0.14 per il sisma “frequente”.

Per la facciata della porzione di sinistra della chiesa, con semplici considerazioni di equilibrio si trova un valore di $\alpha_0 = 0.056$ di gran lunga inferiore ai due valori di riferimento prima citati.

Ancora più immediata, ma non per questo meno efficace, sarebbe stata una semplice valutazione della snellezza delle murature di facciata, evidentemente a portata di chiunque: nel caso in esame avrebbe dovuto suscitare allarme (al di là della gravissima situazione del pilastrino in breccia) la snellezza della parete dell'edificio di sinistra, pari a 12,4, ben superiore a quel valore, 8, indicato da Rondelet [18] come relativo a muri “stabili”, con l'aggravante, in questo caso, della spinta molto consistente dell'arcata di sinistra (Figura 8).

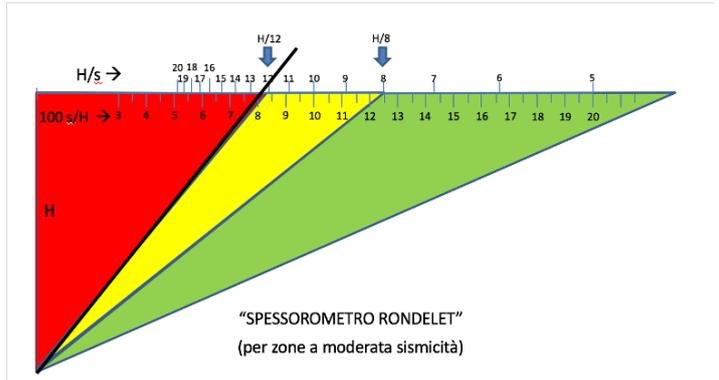


Figura 8. Snellezza della parete di facciata della chiesa di Santa Maria di Piazza e spinta degli arconi sulla stessa facciata. In basso: "spessorometro" di Rondelet applicato alla parete in questione.

Oggi, oltre a valutare con estrema attenzione le condizioni statiche del pilastro in breccia, avremmo condotto sia le analisi pushover che le analisi limite per cinematismi di collasso, in modo da valutare la risposta sismica di questa costruzione. Questo è stato fatto in questa sede, evidentemente solo per riflettere su quanto avremmo potuto trovare oggi, con lo stato attuale delle conoscenze scientifiche.

L'analisi pushover, peraltro, trova qui utile fondamento nella particolare conformazione della costruzione, un edificio inserito in una schiera, con pareti interne e solai di interpiano. Gli elementi che la identificano come chiesa da un punto di vista strutturale sono il campanile (peraltro non eccessivamente alto rispetto all'edificio) e soprattutto l'impianto voltato presente al livello del terreno e la doppia altezza dei vani dell'edificio di destra.

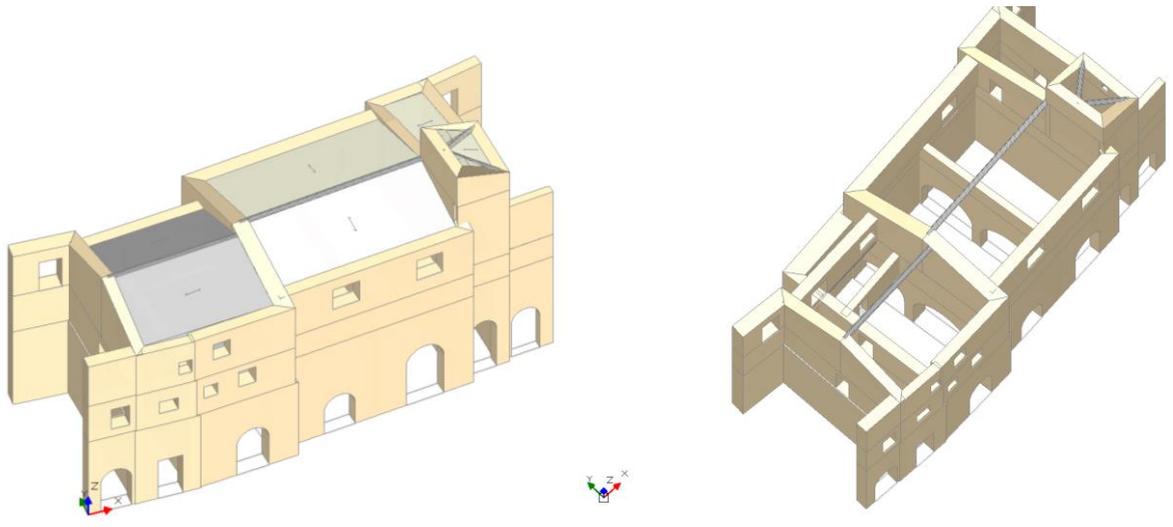


Figura 9. Modello numerico della chiesa di Santa Maria di Piazza.

L'analisi pushover è stata svolta con il software PCM Aedes su un modello a telaio come previsto dalle vigenti NTC 2008. Il punto di controllo per gli spostamenti in analisi pushover è stato considerato sulla copertura della chiesa al livello 3 (quindi non sul campanile). Le distribuzioni dell'analisi pushover sono quelle non adattive e non multimodali previste dalle NTC 2008. Visto che l'edificio è parte di una schiera, non sono stati considerati effetti torsionali globali nonostante la presenza di solai rigidi.

Il modello considera i carichi provenienti dalle cellule adiacenti secondo area di influenza ed alcune pareti degli edifici adiacenti al fine di considerare gli effetti della loro rigidità; tali pareti naturalmente sono state escluse dalle verifiche.

I solai e le coperture in laterocemento sono definiti come rigidi; le volte e i solai e le coperture in legno sono definiti come deformabili. Nessun impalcato è rigido.

Il sito, per un edificio in classe d'uso III, ha una accelerazione ag di 0.281g ed un suolo di categoria stratigrafica B e categoria topografica T2.

Per i materiali è stato considerato un livello di conoscenza LC1 con $FC = 1.35$ e la muratura è in pietrame disordinato senza alcun coefficiente correttivo, con i parametri meccanici tratti dalle tabelle della Circolare 617 del 2009.

Escludendo le curve di spinta dirette verso la parete rocciosa retrostante (quelle in direzione +Y secondo le figure qui riportate) si perviene a sei curve di pushover significative.

La curva con indice di rischio più basso è -Y con distribuzione uniforme di forze (gruppo 2-a secondo le NTC 2008) che sembra corrispondere alla effettiva direzione di collasso dell'edificio. Per questa curva di pushover si ha:

Indice di rischio: 0.691 ;

massima PGA sostenibile: 0.224 g.

Il tempo di ritorno del sisma allo SLV è $Tr_{slv} = 209$ anni che corrisponde ad una vita nominale restante (o ad un TINT) di 14.6 anni.

Notiamo anche che in direzione X (longitudinale) l'edificio, beneficiando del contrasto delle cellule adiacenti (effetto schiera) sembra avere ben pochi problemi, con indici di rischio quasi al livello dell'adeguamento.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta non sottoposta a verifica

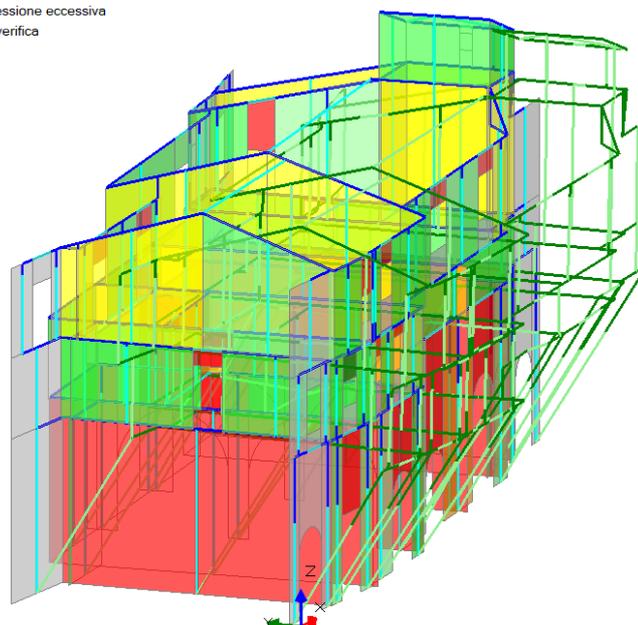


Figura 10. Combinazione E -Y con distribuzione uniforme di forze (la peggiore). IR = 0.691. Verifiche a taglio.

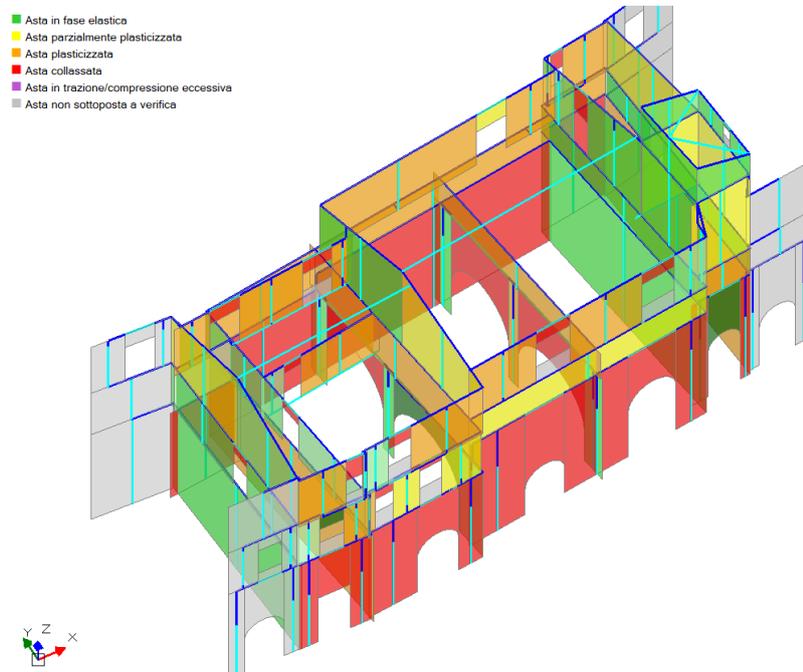


Figura 11. Combinazione -X con distribuzione uniforme di forze (IR=0.901). Verifiche a taglio.

Lo strumento principale per lo studio dei macroelementi di edifici in muratura è però l'analisi dei cinematici. Nel caso specifico, i meccanismi locali sono stati studiati mediante analisi cinematica lineare, con fattore di struttura $q = 2$, condotta come spiegato nel punto C8A.4.1 della Circolare 617/2009. Il modello strutturale in questo caso è costituito da blocchi che sono ipotizzati indeformabili, che possono solo muoversi secondo cinematici di rotazione o traslazione rigida, compatibili con i vincoli dall'esterno.

È stato definito un modello cinematico della struttura completo degli incatenamenti in acciaio ma trascurando le azioni di trattenuta esercitate dai cordoli di copertura, perché numerose osservazioni dopo vari terremoti hanno ormai mostrato con chiarezza che tali elementi, quando realizzati su murature non consolidate, esercitano una capacità di trattenuta molto limitata.

Sono state considerate le spinte di archi e volte; le cerniere non sono state arretrate.

I meccanismi di collasso analizzati si sono limitati a quelli sulla facciata dal lato di tre piani. Le catene esistenti, disposte solamente sull'edificio di destra, sono state ipotizzate di diametro 30mm, con capochiave a paletto 60cm x 6cm x 6 cm.

Il tiro delle catene è stato valutato considerando i diversi dispositivi posti come capochiave e le seguenti modalità di rottura:

- snervamento sezione della catena in acciaio
- punzonamento della muratura, dipendente dallo spessore della parete su cui si ancora il capochiave
- flessione del capochiave
- penetrazione del capochiave nella muratura

Tale valutazione è stata svolta per ogni capochiave in quanto variando lo spessore della parete si ottengono diversi valori di resistenza a punzonamento ed a penetrazione.

Il coefficiente di sicurezza adottato per i materiali è γ_M pari a 2 (verifica sismica). Il fattore di confidenza è $FC = 1.35$.

Di seguito i risultati dei principali meccanismi considerati nella configurazione effettiva della chiesa e nell'ipotesi che fossero stati attuati semplici interventi di incatenamento tramite tiranti in acciaio.

L'esame di questo crollo e l'esecuzione delle analisi pushover e dell'analisi limite dei cinematici di collasso conduce alla conferma di alcuni concetti che ormai oggi si dovrebbero ritenere "universalmente acquisiti" da parte dei tecnici e degli addetti ai lavori (ma, purtroppo, non sempre è così), sottolineando l'importanza fondamentale delle verifiche per cinematici di collasso e dell'analisi della qualità muraria per edifici di questo tipo.

Tale tipologia di analisi dovrebbe essere il principale strumento per la valutazione della sicurezza per edifici antichi e per le chiese anche quando, come in questo caso, la loro tipologia costruttiva si avvicina molto a quella di un edificio.

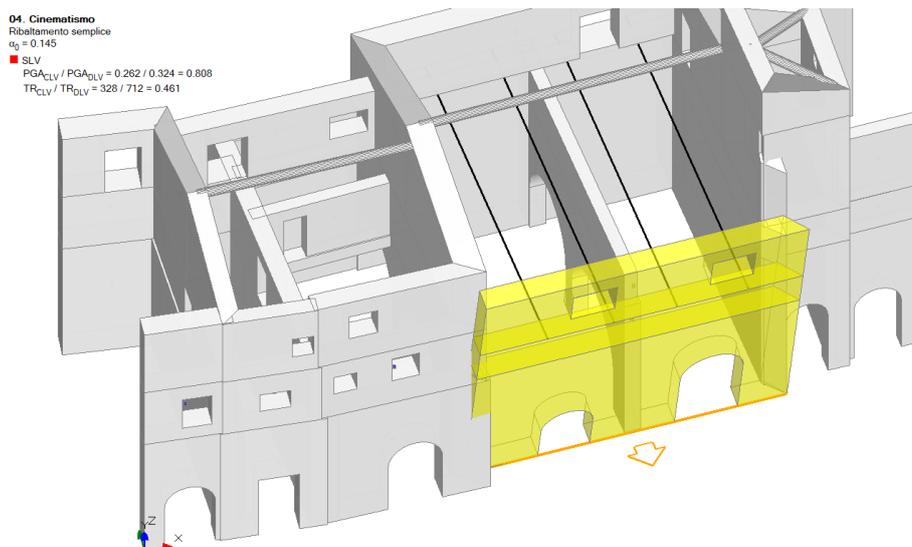


Figura 12. Ribaltamento parete edificio di destra. Tale parete, trattenuta dalle catene, ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.145 e quindi una PGA di 0.26g e manifesta un indice di rischio di 0.8 circa, dunque grazie alle catene non versava in condizioni critiche, seppure tali valori di capacità sono probabilmente molto inferiori al sisma registratosi il giorno 30 ottobre (crollo della chiesa).

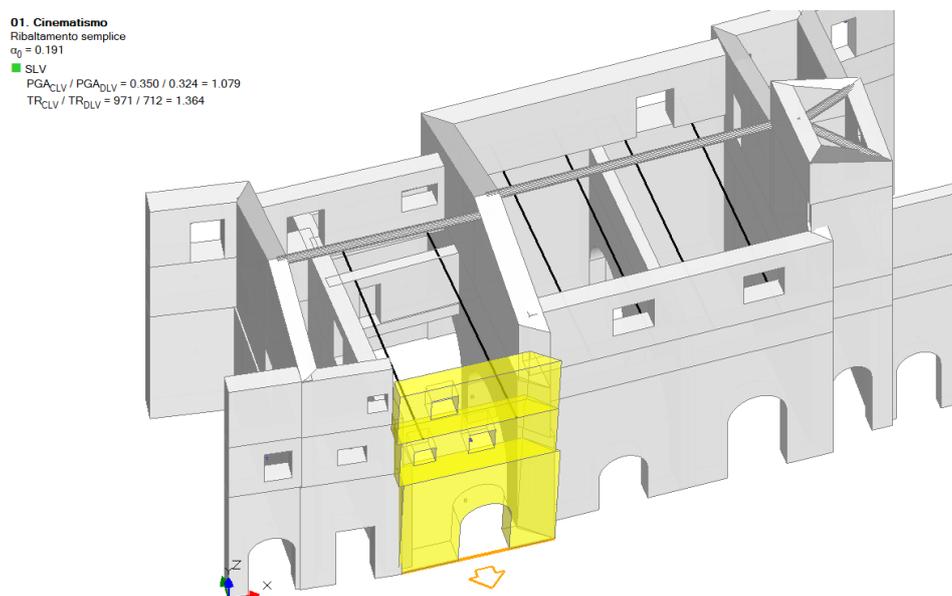


Figura 13. Ribaltamento della parete dell'edificio di sinistra. Tale parete non possiede incatenamenti e ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.074 e quindi una PGA di 0.136g e manifesta un indice di rischio di 0.41 circa. Tali valori di capacità sono comunque molto inferiori al sisma registratosi il giorno 30 ottobre 2016 (crollo della chiesa).

01. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.191$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.350 / 0.324 = 1.079$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 971 / 712 = 1.364$

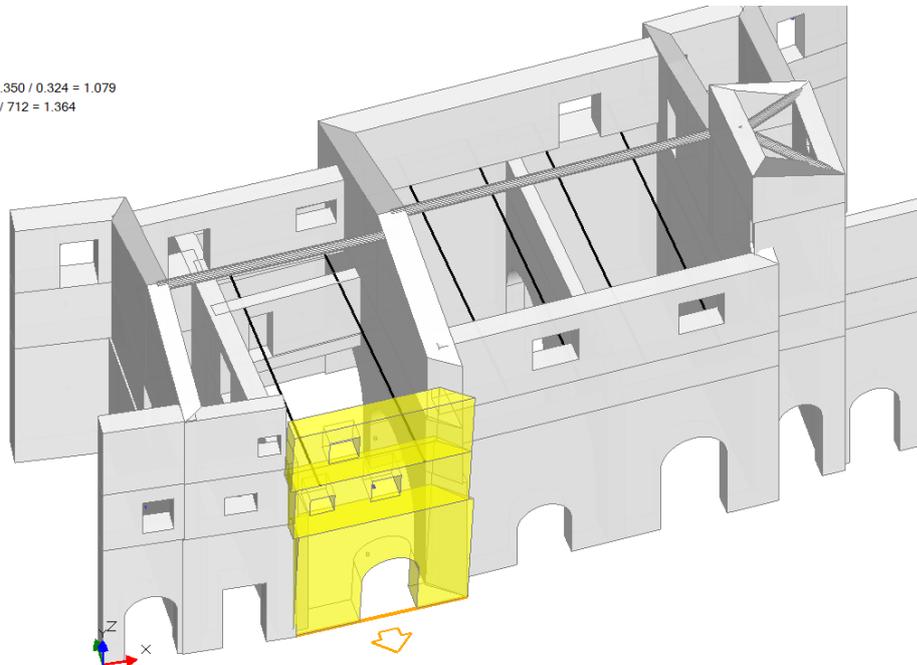
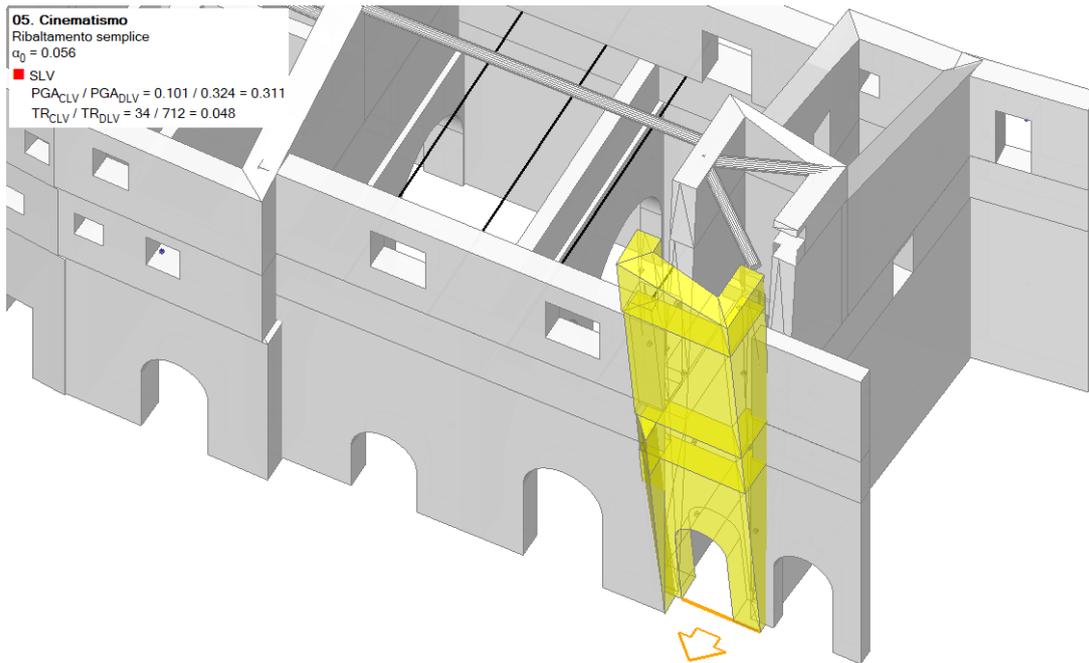


Figura 14. Ribaltamento della parete dell'edificio di sinistra nell'ipotesi di aver inserito catene in acciaio di diametro 30 mm con capochiave a piastra di diametro 400x400x25 mm. Si può notare un incremento considerevole di capacità tale da spingere il cinematismo oltre il livello dell'adeguamento. E' difficile dire se sarebbe bastato per resistere al sisma del 30 ottobre 2016, tuttavia l'incremento di resistenza è notevole e ci sarebbero state molte più possibilità di evitare il crollo per tale cinematismo.



05. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.056$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.101 / 0.324 = 0.311$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 34 / 712 = 0.048$

Figura 15. Ribaltamento della parete esterna del campanile. Tale parete, qui ipotizzata ribaltare con due cunei di trascinamento, ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.056 e quindi una PGA di 0.101g e manifesta un indice di rischio di 0.31 circa, che risulta il più basso tra quelli trovati per la chiesa di Santa Maria di Piazza. Tali valori di capacità sono molto inferiori al sisma registratosi il giorno 30 ottobre 2016 (crollo della chiesa).

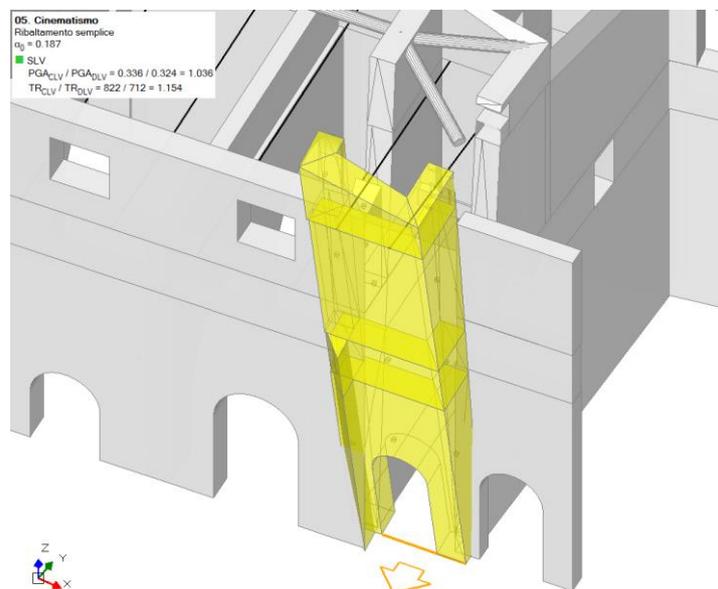


Figura 16. Ribaltamento della parete esterna del campanile nell'ipotesi di aver inserito, solamente a livello sommitale, catene in acciaio di diametro 30 mm con capochiave a piastra di diametro 400x400x25 mm. Si può notare un incremento considerevole di capacità tale da veicolare il cinematismo oltre il livello dell'adeguamento. Forse non sarebbe bastato per il sisma del 30 ottobre 2016, tuttavia l'incremento di resistenza è notevole e ci sarebbero state molte più possibilità di evitare il crollo per tale cinematismo.

1.3 Chiesa di Sant'Andrea

La chiesa di Sant'Andrea sorgeva addossata alla porta di ingresso del castello di Campi Alto. Fondata nel XIV secolo, era originariamente costituita da un'unica navata, quella di sinistra, che fu poi ampliata nel Rinascimento, affiancandole la navata di destra.

Nel XVI secolo fu aggiunto il portico, con pianta triangolare prospiciente la facciata principale, caratterizzato da cinque arcate (Figura 17a) e completamente ristrutturato nel 2009 [10] sostituendo le travi di copertura [11]. Al di sotto del porticato era presente un grande fontanile.

Sulla facciata principale erano presenti due portali di accesso alla chiesa, di cui il più antico era caratterizzato da una chiave di volta con agnello crucifero e dalla presenza di due colonnine sormontate da leoni (Figura 17b). Sopra ciascuno dei due portali erano presenti dei rosoni. Al di sotto della copertura del portico erano inoltre presenti alcuni affreschi raffiguranti Sant'Andrea, il Crocefisso con il castello di Campi e San Luca, ed una epigrafe funeraria d'epoca romana.

Le due navate erano coperte con volte a crociera, a tre campate. L'abside, utilizzato come sagrestia, era separato dall'aula della chiesa con una parete lignea decorata realizzata nel 1596, sulla quale si aprivano due porticine soprastate da due teche lignee. Sopra la zona absidale si erge la torre campanaria, svettante oltre 15 m dal corpo della chiesa.

Internamente, la chiesa era pavimentata a schiappe (pietre di forma rettangolare) ed era abbellita da numerosi elementi: una cantoria con organo del 1787 posta in controfacciata fra i due portali, un'acquasantiera ovale a colonna di stile rinascimentale, un fonte battesimale a colonna, in pietra nel XVI sec, un pulpito intagliato ed intarsiato del XVI secolo della scuola dei Seneca di Piedivalle e alcuni altari dedicati a San Carlo Borromeo, a Sant'Andrea, a Sant'Antonio, alla Madonna del Rosario e al Crocefisso.

La copertura della chiesa di Sant'Andrea era stata sostituita tra gli anni '60 e '70 con una copertura a capanna costituita da travetti in c.a.p. disposti secondo la pendenza delle falde, collegati ad una trave di colmo in c.a. realizzata sopra una arcata longitudinale, e a due cordoli, sempre in c.a., realizzati sui due muri perimetrali. Dei tiranti metallici trasversali si occupavano di annullare la spinta dei travetti.

I cordoli si interrompevano in corrispondenza della facciata, che era rimasta quindi scollegata rispetto alla copertura.

Nel sottotetto, nella direzione dell'arcata longitudinale, era presente anche un'antica catena lignea (Figura 18b) disposta ad assorbire le spinte degli archi terminali e ad impedire, per quanto possibile, l'eventuale ribaltamento della facciata.

All'interno della chiesa, a livello delle imposte delle volte, non c'era invece alcun tirante e quindi le spinte dei peducci si scaricavano direttamente sulla facciata, impegnandone in particolare la parte centrale.

In [5] sono riportati il rilievo completo della chiesa (da cui è tratta la Figura 18a), i risultati di due prove con martinetti piatti doppi condotte su un muro esterno della chiesa e all'interno del campanile e l'evoluzione del quadro fessurativo dal 2002 al 2003, sia sulle volte che sui due pilastri centrali.

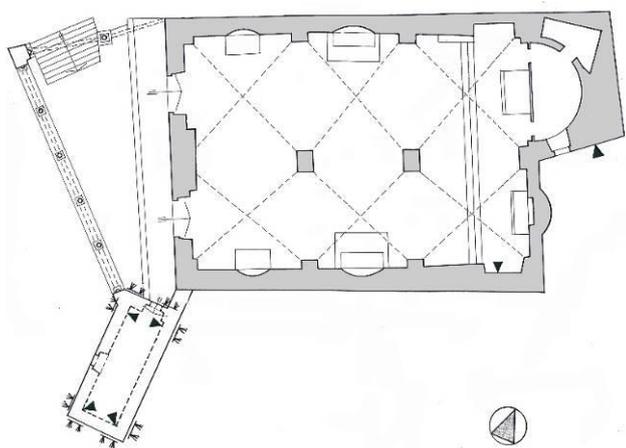


(a)



(b)

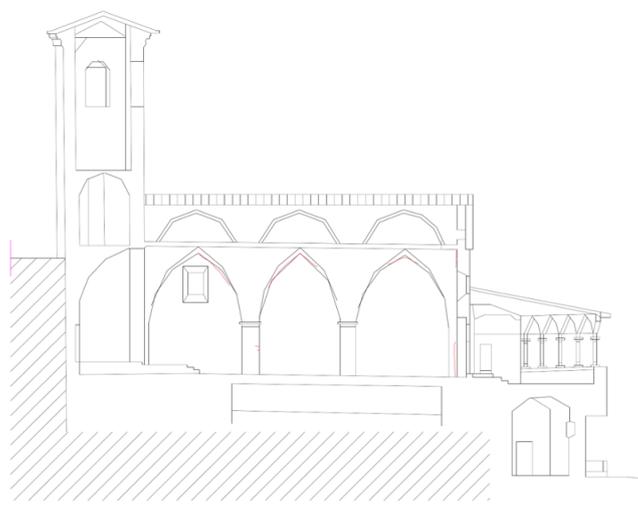
Figura 17. Chiesa di Sant'Andrea. (a) Vista del portico a cinque arcate dalla sottostante piazza. (b) L'antico portale di accesso.



(a)



(b)



(c)

Figura 18. (a) Pianta della chiesa di Sant'Andrea. (b) Vista del sottotetto, in particolare dell'arcata longitudinale centrale che riporta il peso della copertura sui pilastri centrali. (c) Sezione longitudinale (da [5]).

Durante il sopralluogo effettuato il 16 settembre 2016 per valutare i danni causati dal sisma del 24 agosto 2016 era stato osservato un quadro fessurativo importante che interessava le volte a crociera (Figura 19a) e una lesione verticale di distacco della facciata dalla parete longitudinale (Figura 19b).

In occasione di un successivo sopralluogo (il 9 ottobre 2016) è stato possibile accedere anche al sottotetto, constatando che le volte erano prive di riempimento e non erano state consolidate. Si è osservata anche una lesione sul pilastro addossato alla facciata della chiesa, formatasi immediatamente sotto la catena lignea (Figura 19c), che potrebbe essere associata alla spinta del cordolo sommitale della copertura sul timpano. Il ribaltamento della facciata è stato impedito in questa occasione dal portico, ben tirantato e strutturalmente ben organizzato, e quindi il dissesto è stato limitato alla parte più alta della facciata.

Le scosse del 26 ottobre 2016 hanno aggravato in modo rilevante la situazione, andando ad esaurire ogni possibile riserva di resistenza. In Figura 20a la parte sommitale della parete appare parzialmente disgregata, mentre in Figura 20b si nota come il ribaltamento della facciata abbia portato al limite del collasso la struttura del portico, che comunque era sin lì riuscita a fermare il ribaltamento.

E' significativo il fatto che pur derivando la facciata dall'unione di due muri realizzati in epoche diverse e pur essendo quella muratura di qualità certo non ottimale, tuttavia non si è avuta disgregazione dell'elemento murario, se non nella parte superiore del timpano, dove però tale effetto è associabile al martellamento della trave di colmo della copertura sulla facciata.

La scossa del 30 ottobre 2016 ha trovato una situazione ormai compromessa e così la facciata ed il portico sono crollati completamente (Figura 21a).



Figura 19. Stato di danno della chiesa di sant'Andrea dopo il sisma del 24 agosto 2016. (a) Lesioni nelle volte a crociera, viste dall'interno della chiesa. (b). Lesione verticale di distacco della facciata. (c) Vista del sottotetto, in particolare del pilastro contro la facciata e della lesione su di esso formatasi poco sotto la catena lignea estradossale. (d) Foto del timpano prima della scossa del 24 agosto 2016: si noti la posizione del capochiave della antica catena lignea estradossale.

Da notare (Figura 21b) la modesta sezione della catena lignea (che infatti si è rotta) e lo sfilamento dell'apparecchiatura metallica di giunzione tra i diversi rami della catena.

In questo caso non è difficile individuare la carenza principale che ha aperto la strada al collasso: l'assenza di un efficace incatenamento longitudinale, capace di contrastare la spinta orizzontale derivante dalle pesanti volte in pietra delle due navate, e di trattenere la facciata nel suo movimento in avanti in caso di sisma.

Il portico ha svolto il suo lavoro fino in fondo, ma più di tanto non poteva certo fare. Anche la catena lignea estradossale, con trecento e più anni di servizio, ha dato tutto quello che poteva.

La spinta orizzontale delle volte in pietra non era a quella quota e comunque era ben più rilevante; tale spinta si è così sommata alle forze di inerzia derivanti dal sisma ed agenti sulla facciata e sulla copertura, ed insieme, vinta la capacità della catena lignea, hanno portato la facciata della chiesa al collasso.

Anche in questo caso, non era poi così difficile comprendere la assoluta necessità, vista la consistente spinta delle volte in pietra sulla facciata, di una catena moderna, disposta nella posizione opportuna e di efficacia meno aleatoria rispetto a quella della catena lignea (pur encomiabile, dopo ben 300 anni di servizio).

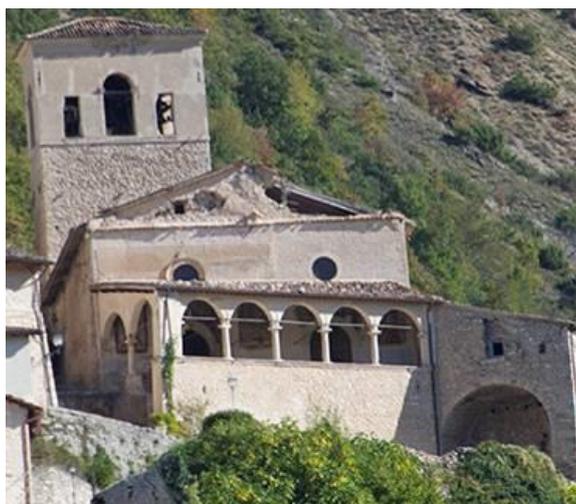


Figura 20. Stato di danno della chiesa di Sant'Andrea subito dopo le scosse del 26 ottobre 2016 e prima del sisma del 30 ottobre 2016 (immagini reperite sul sito www.lavoce.it). (a) Vista frontale della facciata: da notare la disgregazione del timpano della facciata. (b) Cinematismo di ribaltamento dell'intera facciata con coinvolgimento dell'antistante portico, che si era opposto, per quanto poteva, a tale movimento.



Figura 21. Stato di danno della chiesa di Sant'Andrea dopo il sisma del 30 ottobre 2016. (a) Crollo del portico e della facciata sulla sottostante piazza. Da notare il radiciamento ligneo nello spessore della parete laterale destra ed il tipo di superficie di rottura che fa pensare ad un buon ammorsamento con la facciata, cosa che non sembra esserci stata per la parete di sinistra. (b) Particolare di quanto resta dell'antica catena lignea, unico presidio (messo probabilmente nel '700) a contrastare il ribaltamento della facciata.

1.4 Chiesa di San Salvatore

La chiesa di San Salvatore sorgeva a Campi Basso, lungo la strada che collega Norcia a Preci, ed il suo crollo è forse la perdita più grave di beni artistici nella Valnerina nei sismi del 2016.

Fondata nel XII secolo su un preesistente tempietto pagano, era originariamente chiamata Pieve di Santa Maria ed era costituita inizialmente solo dalla porzione indicata in arancione in Figura 22a. Nel XIV secolo venne ampliata, allungando la navata (zona campita in azzurro in Figura 22a) e venne realizzato il portale ad arco ogivale ornato dall'agnello crucifero benedettino. Alla fine del XV secolo venne realizzato un ulteriore ampliamento affiancando alla navata esistente una navata simmetrica (individuata dalla campitura verde in Figura 22a). In tal modo la chiesa assunse l'aspetto finale, caratterizzato da un'unica aula con cinque pilastri centrali, ricavati dall'antico muro perimetrale destro della cellula originaria, e da una facciata simmetrica con due portali a sesto acuto, due rosoni e una copertura a due falde. La tessitura muraria della porzione più antica è caratterizzata da una maggiore regolarità (Figura 22b).

Sui muri perimetrali erano presenti degli speroni, mentre sulle estremità della facciata erano presenti due muretti, che oltre a portare il portico, funzionavano come speroni. Sul retro della navata di destra, in adiacenza, sorgeva la torre campanaria, la cui costruzione venne completata nel XVI secolo.

Al centro della navata di sinistra era presente un'iconostasi, datata 1463, costituita da una loggia sostenuta da due colonne tortili ottagonali (Figura 22d) finemente affrescata da Giovanni e Antonio Sparapane e successivamente da Nicola da Siena e Domenico di Jacopo da Leonessa. Una scaletta in pietra consentiva l'accesso al loggiato, permettendo l'adorazione del Crocifisso ligneo lì esposto.

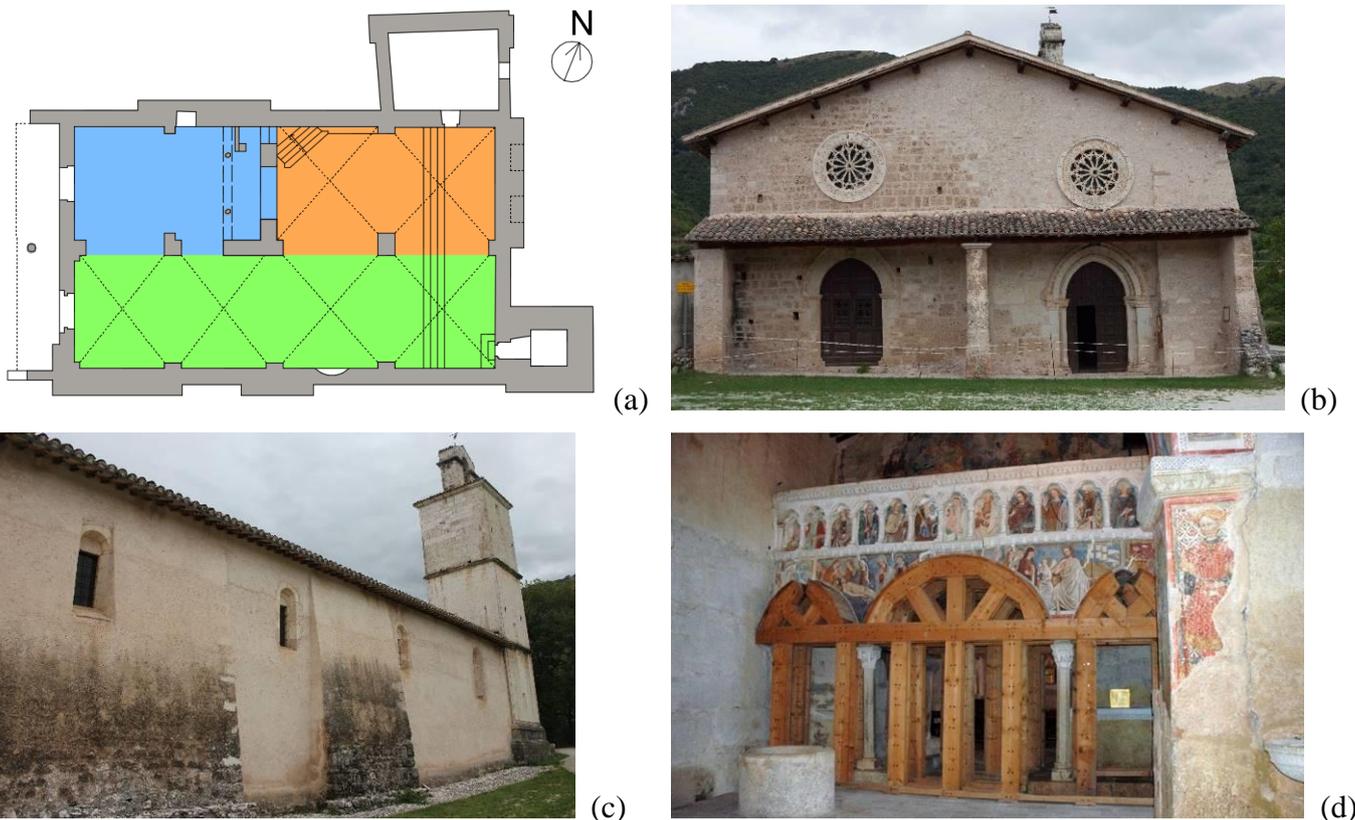


Figura 22. (a) Pianta della chiesa di San Salvatore: in azzurro la porzione costruita nel XII secolo, in arancione l'ampliamento del XIV secolo, in verde l'ampliamento del XV secolo. (b) Facciata della chiesa di San Salvatore. (c) Vista del lato destro esterno della chiesa e del campanile. (d) Iconostasi.

E' interessante osservare che sino alla fine del 1700 c'era un solo sperone [20], quello disposto a metà circa della parete Sud, gli altri vennero messi, molto probabilmente, dopo il sisma del 1859. A quel tempo, evidentemente, non avevano problemi ad intervenire aggiungendo nuovi elementi di presidio. A seguito del danneggiamento subito per il terremoto del 1979 era stata predisposta una centinatura in legno che era poi rimasta in opera come presidio permanente.

Tutta la navata di sinistra era decorata con affreschi, fra i quali si ricorda la Crocefissione che occupava la parte di fondo del presbiterio, caratterizzata da una complessa iconografia [12]. La navata destra, invece, era priva di decorazioni pittoriche.

Il sisma del 1979 aveva provocato danni limitati alla chiesa. Oltre alla puntellazione dell'iconostasi il funzionario della Soprintendenza che si occupò del caso provvide a sostituire la copertura, mantenendola di legno (quindi senza appesantimenti), alleggerì le volte, eliminando una grande quantità di materiale sciolto (Figura 23b) che era stato lasciato sopra di esse, e fece disporre all'estradosso delle volte una leggera cappa di cls (5-7 cm) armata con una rete a maglie larghe (20x20cm) risvoltata sulle pareti perimetrali.

Tali interventi, del 1981, esaurirono i fondi disponibili e le risorse che dovevano giungere immediatamente per i successivi lavori (erano stati richiesti 200 Mln di Lire per concludere i lavori strutturali, tra cui proprio gli incatenamenti) non arrivarono, se non dopo vari anni, e quando arrivarono non vennero comunque impiegati per lavori previsti, "... dimostrando l'assoluto disinteresse delle Amministrazioni preposte nei confronti delle problematiche strutturali della costruzione" [15].

I fondi arrivati con la programmazione triennale 1986-88 vennero infatti assegnati per gli interventi sugli affreschi, sotto la voce: "interventi di messa in sicurezza degli affreschi" (!). Questo restauro pittorico durò vari anni. Evidentemente, il problema sismico in Valnerina era ormai passato in secondo piano.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 23. Chiesa di San Salvatore: a) dal catasto gregoriano si nota come vi fosse, sino a quel momento, solo uno sperone, sulla parete Sud [20]; b) facciata della chiesa ai primi del '900 (foto archivio Sordini); c) facciata della chiesa durante i lavori successivi al sisma del 1979. Da notare come si leggeva chiaramente la stratigrafia della facciata. (d) Lavori nel sottotetto: rimozione del materiale sciolto che si trovava sopra le volte.

Si comprende così come mai il sisma del 24 agosto 2016 (con epicentro peraltro non vicinissimo a Campi) abbia gravemente danneggiato proprio la zona più vicina a tale parete. Durante il sopralluogo effettuato il 16 settembre 2016 erano state rilevate alcune lesioni che interessavano i primi tre pilastri dell'arcata che divideva le navate (Figura 24). Sul primo pilastro (quello addossato proprio alla parete di

facciata) erano presenti lesioni verticali che mostravano la mancanza di ammassamento con la parete e una lesione orizzontale che indicava la formazione di una cerniera proprio a causa della spinta delle volte sulla facciata.

L'iconostasi risultava gravemente danneggiata, con una porzione del parapetto della loggia prossima al crollo per ribaltamento (Figura 25a), e anche il rosone sopra il portale sinistro di ingresso presentava dei conci fortemente sconnessi (Figura 25b).



Figura 24. Lesioni presenti sui tre pilastri centrali più vicini alla facciata, a seguito del 24 agosto 2016: (a) Primo pilastro, addossato alla facciata, sulla cui sommità agisce la spinta della volta a crociera. (b) Secondo pilastro. (c) Terzo pilastro adiacente all'iconostasi. Da notare qui come la spinta orizzontale della volta in fase sismica si è scaricata a terra attraverso la parete laterale dell'iconostasi.

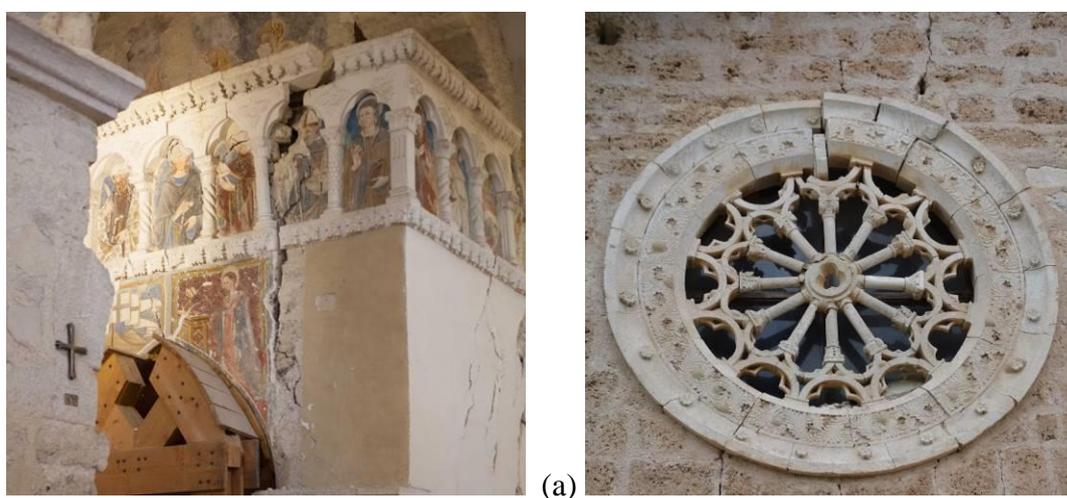


Figura 25. Stato di danno della chiesa di San Salvatore dopo il terremoto del 24 agosto 2016. (a) Danneggiamento del parapetto dell'iconostasi, prossimo al collasso. (b) Danneggiamento del rosone di sinistra con alcuni conci sconnessi.

Ispezionando il sottotetto è stato possibile osservare il consolidamento estradossale delle volte, effettuato, come detto, negli anni '80 (Figura 26a). Inoltre, al di sopra delle arcate che separavano le volte a crociera le une dalle altre, erano presenti dei setti murari sui quali poggiavano le travi principali di copertura. Lo schema della copertura della chiesa di San Salvatore era quindi quello rappresentato schematicamente nella Figura 26b.

Le scosse del 26 ottobre 2016, prima quella delle 19.10 (M 5.4) e poi quella delle 21.18 (M 5.9), entrambe con epicentro ben più vicino di quello del 24 agosto 2016, hanno causato il crollo della facciata della chiesa, delle volte e della copertura di un'ampia porzione dell'aula (Figura 27a).



(a)



(b)

Figura 26.(a) Consolidamento estradossale della volta a crociera. (b) Schema della copertura della chiesa di San Salvatore.

L'ulteriore scossa del 30 ottobre 2016 ha infierito su quanto era rimasto, causando il crollo del campanile e dei campi di volta e della porzione di copertura che avevano resistito agli eventi precedenti (Figura 28).



(a)



(b)

Figura 27. Stato di danno della chiesa di San Salvatore dopo le scosse del 26 ottobre 2016. (a) Vista frontale della chiesa, immagine tratta da [16]. (b) Lesioni presenti sul muro laterale di destra (immagine tratta da un video dell'Ing. R. Vetturini). Da notare come la spinta in avanti legata alla massa delle volte a crociera si è scaricata a terra dando origine a dei puntoni diagonali sulla muratura perimetrale. Non ci sono puntoni diretti in modo inverso perché la presenza (sul retro della chiesa) del campanile, molto tozzo, ha impedito il movimento all'indietro delle volte.



(a)



(b)

Figura 28. La chiesa di San Salvatore dopo il sisma del 30 ottobre 2016 (Immagini tratte da un video dell'Ing. R. Vetturini).

Per prevedere quanto è accaduto con le scosse del 26 ottobre 2016 bastava osservare le condizioni della porzione di facciata (Figura 29a) compresa tra le aperture (portali e rosoni) che non beneficia della presenza degli speroni posti alle estremità, ed effettuare una semplice verifica al ribaltamento.

Oltre ai pesi propri della parete di facciata e al carico derivante dalla copertura, vanno considerate le spinte orizzontali provenienti dal peduccio della volta a crociera adiacente alla facciata (Figura 29b). I carichi verticali della volta non vanno considerati nella verifica, poiché scaricano sul pilastro adiacente alla facciata, che, come già detto, era disconnesso da essa. Ad ostacolare il ribaltamento della parete possono essere considerate le travi di copertura, anche se il grado di vincolo che potevano fornire era piuttosto aleatorio. Il pilastro del portico antistante non risultava invece in grado di fornire alcuna opposizione al movimento della facciata.

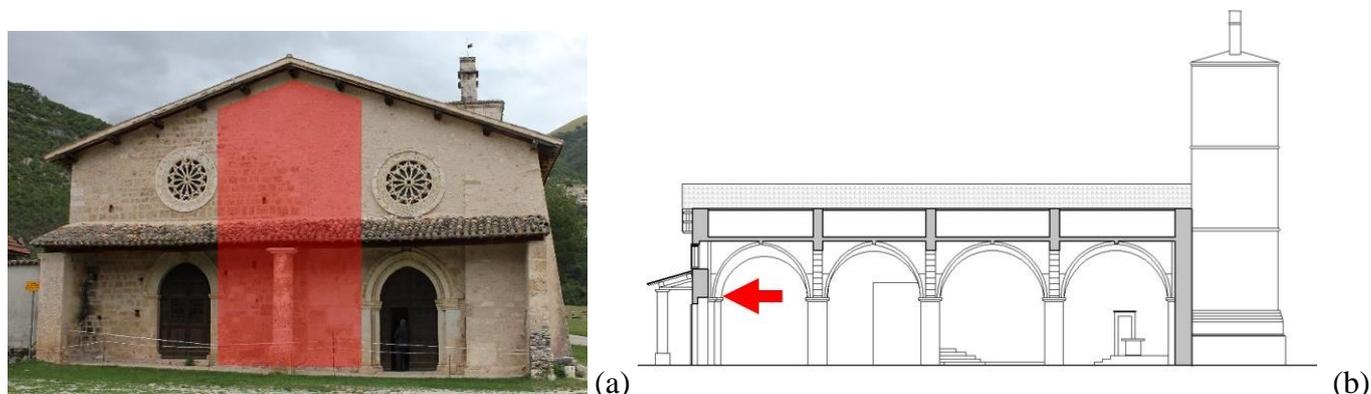


Figura 29. (a). Porzione della facciata della chiesa di San Salvatore. (b) Sezione longitudinale della chiesa di San Salvatore con indicata la spinta proveniente dal peduccio della volta a crociera, che si scarica sulla facciata.

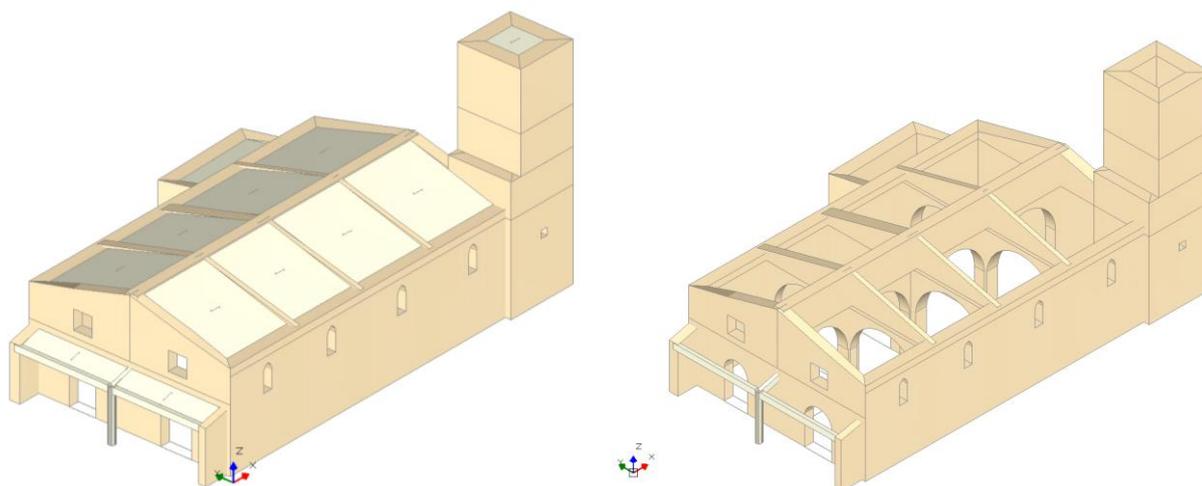


Figura 30. Modello numerico della chiesa di San Salvatore a Campi.

Anche per la chiesa di San Salvatore è stato messo a punto un modello tramite il software PCM Aedes e sono state condotte l'analisi pushover e l'analisi limite con il metodo dei cinematici di collasso.

L'analisi pushover per la chiesa di San Salvatore è giustificata dal fatto che si tratta di una costruzione piuttosto bassa, il cui comportamento potrebbe essere paragonabile a quello di un edificio ad un solo piano.

Il punto di controllo per gli spostamenti in analisi pushover è stato considerato sulla copertura della chiesa al livello 2 (quindi non sul campanile). Le distribuzioni dell'analisi pushover sono quelle non adattive e non multimodali previste dalle NTC 2008. Non sono stati considerati effetti torsionali globali poiché l'impalcato non è rigido.

I solai voltati sono definiti come rigidi per la presenza della soletta armata soprastante ma l'impalcato non è rigido in quanto l'impianto voltato è interrotto in maniera significativa nella navata di sinistra (mancano due campi di volte).

Il sito, per un edificio in classe d'uso III, ha una accelerazione a_g di 0.281g ed un suolo di categoria stratigrafica B e categoria topografica T1.

Per i materiali si è conseguito il livello di conoscenza LC1 con $FC = 1.35$ e la muratura è in pietrame disordinato senza alcun coefficiente correttivo, i cui parametri meccanici sono stati tratti dalle tabelle della Circolare 617 del 2009.

Si perviene pertanto ad otto curve di pushover significative.

La curva con indice di rischio più basso è +X con distribuzione proporzionale alle forze statiche (la prima del gruppo 1 secondo le NTC) (Indice di rischio: 0.327) seguita immediatamente dalla curva in direzione -X con distribuzione uniforme di forze (gruppo 2-a secondo le NTC) che sembra corrispondere alla effettiva direzione di collasso dell'edificio. Per questa condizione si ha: Indice di rischio: 0.330 ; massima PGA sostenibile: 0.106 g.

Il tempo di ritorno del sisma allo SLV è $T_{r\ slv} = 38$ anni che corrisponde ad una vita nominale restante (o ad un TINT) di 2.66 anni.

Da notare che già l'analisi pushover di questa chiesa evidenzia una situazione davvero critica con vita nominale restante di poco superiore a 2 anni.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta non sottoposta a verifica

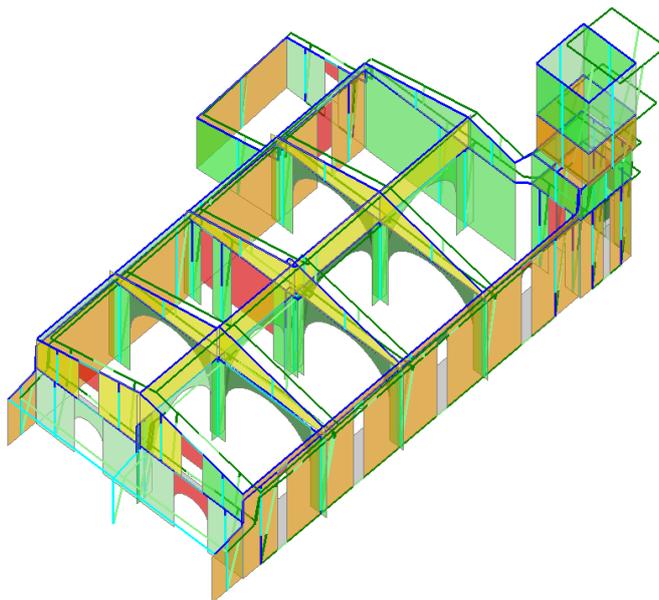


Figura 31. Combinazione +X con distribuzione proporzionale alle forze statiche (la peggiore). Verifiche a taglio. IR = 0.327.

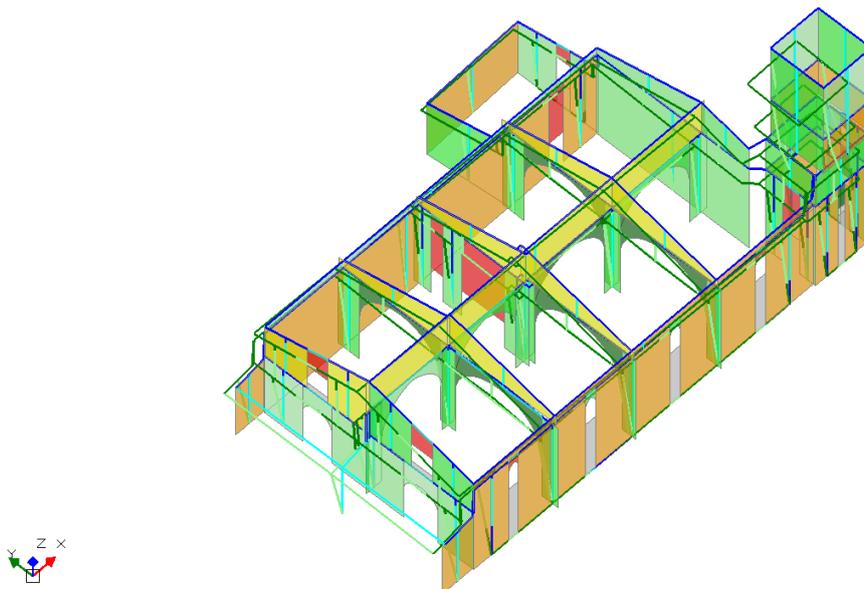


Figura 32. Combinazione -X con distribuzione proporzionale alle forze statiche. Verifiche a taglio. IR = 0.330.

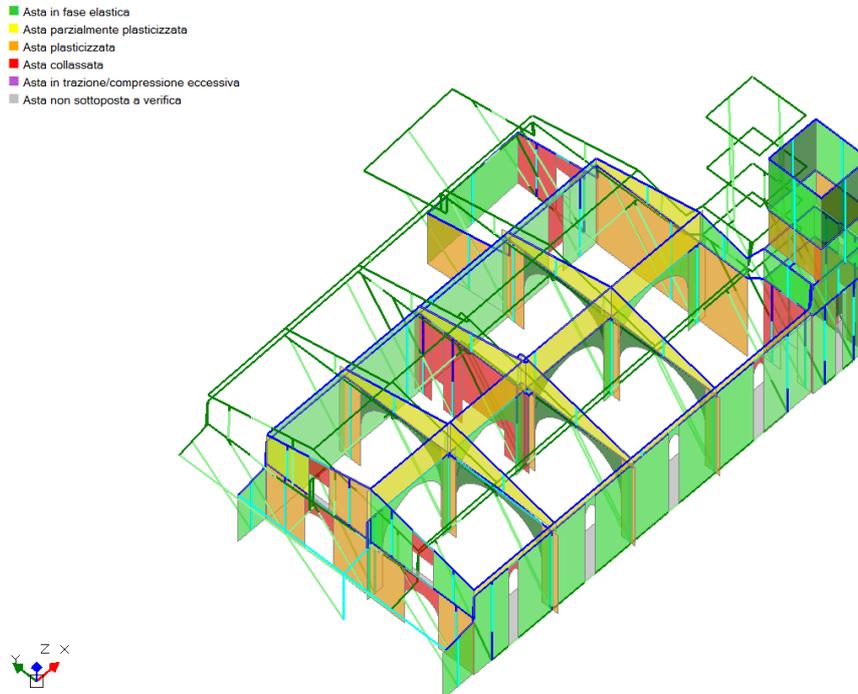


Figura 33. Combinazione +Y con distribuzione proporzionale alle forze statiche. Verifiche a taglio. IR = 0.673.

Il meccanismo di collasso analizzato per la chiesa di San Salvatore è quello che si è manifestato a causa del sisma, ossia il ribaltamento di parte della facciata sotto le spinte del sisma e delle volte ed archi retrostanti. Le ipotesi generali sono le stesse già descritte per il caso della chiesa di Santa Maria di Piazza.

Tale cinematiso è stato valutato sia per l'effettiva configurazione della chiesa sia nell'ipotesi che fossero stati effettuati semplici interventi di consolidamento.

Allo stato effettivo della chiesa il cinematiso manifesta un indice di rischio molto basso, pari a circa 0.247.

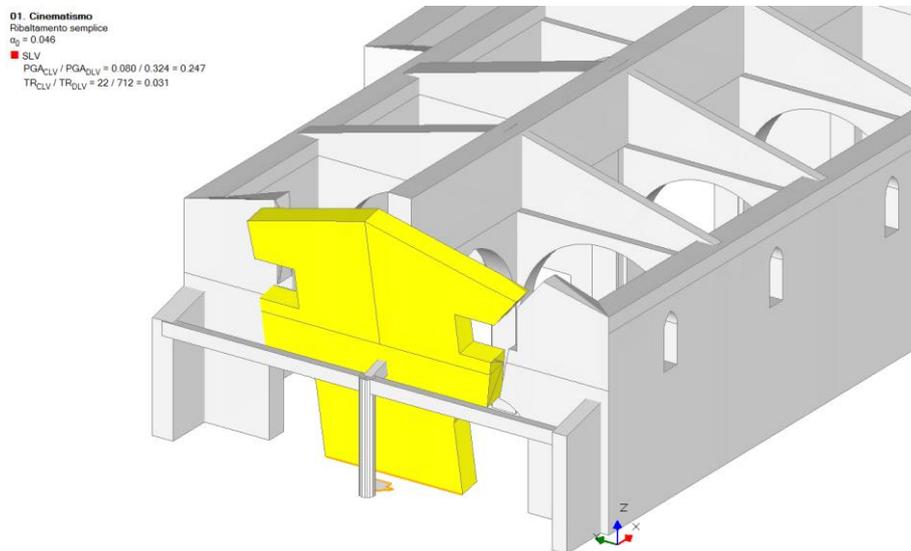


Figura 34. Meccanismo di facciata. La parete ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.046 e quindi una PGA di 0.080g e manifesta un indice di rischio di 0.247 circa. Tali valori di capacità sono molto inferiori alle accelerazioni del 26 ottobre 2016.

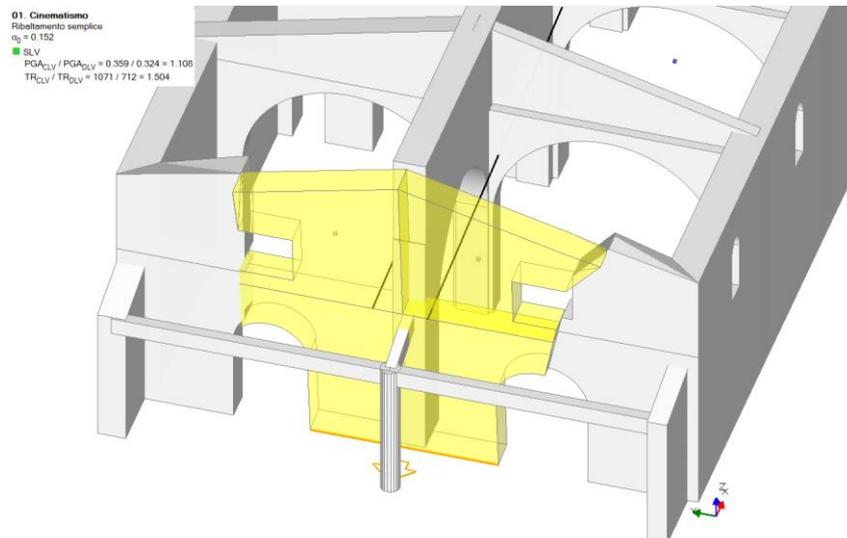


Figura 35. Meccanismo di facciata nell'ipotesi di intervento con catene in acciaio al livello delle volte. La parete ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.152 e quindi una PGA di 0.359g e manifesta un indice di rischio di 1.1 circa, superiore all'adeguamento in base alle vigenti NTC 2008. Tali valori, pur portando all'adeguamento, sono ancora inferiori a quelli richiesti dai sismi del 26 ottobre 2016 (di cui sono disponibili dati registrati da una stazione accelerometrica a poche centinaia di metri dalla chiesa).

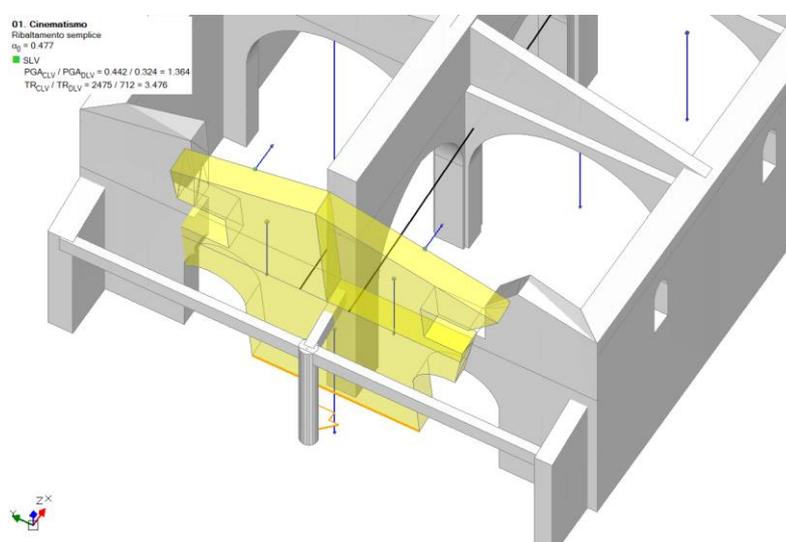


Figura 36. Meccanismo di facciata nell'ipotesi di intervento con catene in acciaio al livello delle volte e realizzazione di connessioni in copertura in grado di esercitare un tiro di 25 kN/ml. La parete ribalta per un moltiplicatore dei carichi di 0.477. La PGA sostenibile dal meccanismo e l'indice di rischio sono in realtà più elevati di quelli indicati dal software (che possiede un limite superiore per tali indici corrispondente ad un periodo di ritorno del sisma di 2475 anni). Con questi interventi la capacità raggiunge valori compatibili con quelli richiesti dai sismi registrati il giorno 26 ottobre 2016. Va evidenziato che tale affermazione naturalmente riguarda solamente il cinematismo qui esaminato.

Per il caso della chiesa di San Salvatore è possibile ripetere le considerazioni svolte per la chiesa di Santa Maria di Piazza: si evidenzia l'importanza decisiva dell'analisi dei meccanismi di collasso e si può notare che anche strumenti semplici, come l'analisi dell'equilibrio alla Giuffrè, o semplicissimi, come l'analisi della snellezza muraria alla Rondelet, avrebbero potuto mettere in luce, anche negli anni passati, l'estrema vulnerabilità di questa bellissima chiesa.

Il moltiplicatore dei carichi orizzontali tale da causare la perdita di equilibrio del cinematismo di facciata, valutabile con semplici considerazioni di equilibrio è $\alpha_0 = 0.046$, di gran lunga inferiore allo 0.28 richiesto dalla verifica alla Giuffrè.

La snellezza della facciata della chiesa era 11.2, maggiore del valore, 8, indicato da Rondelet come relativo a muri stabili, con in più, anche in questo caso, l'aggravante di una spinta molto consistente dell'arcata interna.

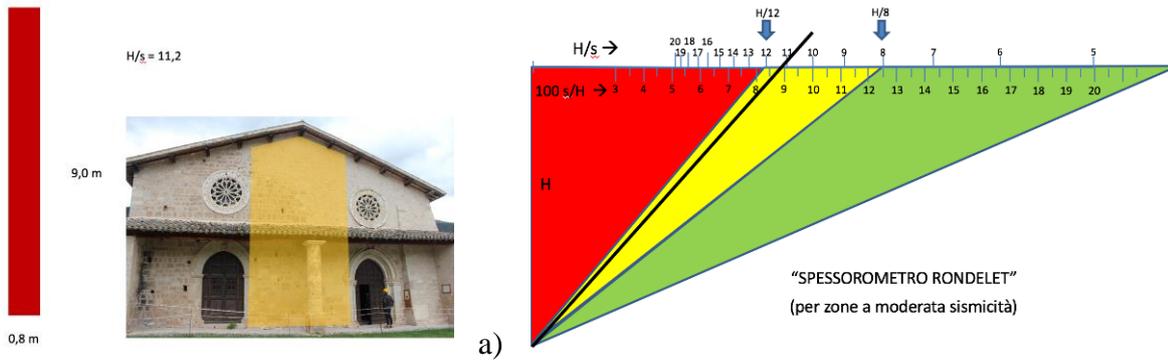


Figura 37. a) Snellezza della parete di facciata della chiesa di San Salvatore. b) “Spessorometro” di Rondelet applicato alla parete in questione.

L’esame di questo caso pone, tra l’altro, anche degli interrogativi relativamente al modo di considerare l’input sismico attualmente proposto nella normativa. Infatti, per questa chiesa è possibile conoscere l’effettivo valore delle caratteristiche del sisma che ne ha causato il crollo, cioè quello del 26 ottobre 2016 alle ore 19.10, registrato dalla stazione accelerometrica CMI posta a 200 metri dalla chiesa di San Salvatore (Figura 38).

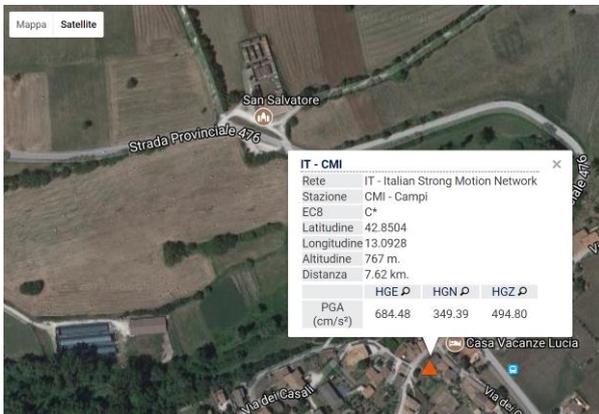


Figura 38. Posizione della stazione accelerometrica CMI della Rete Accelerometrica Nazionale RAN (<http://ran.protezione civile.it/IT/index.php>).

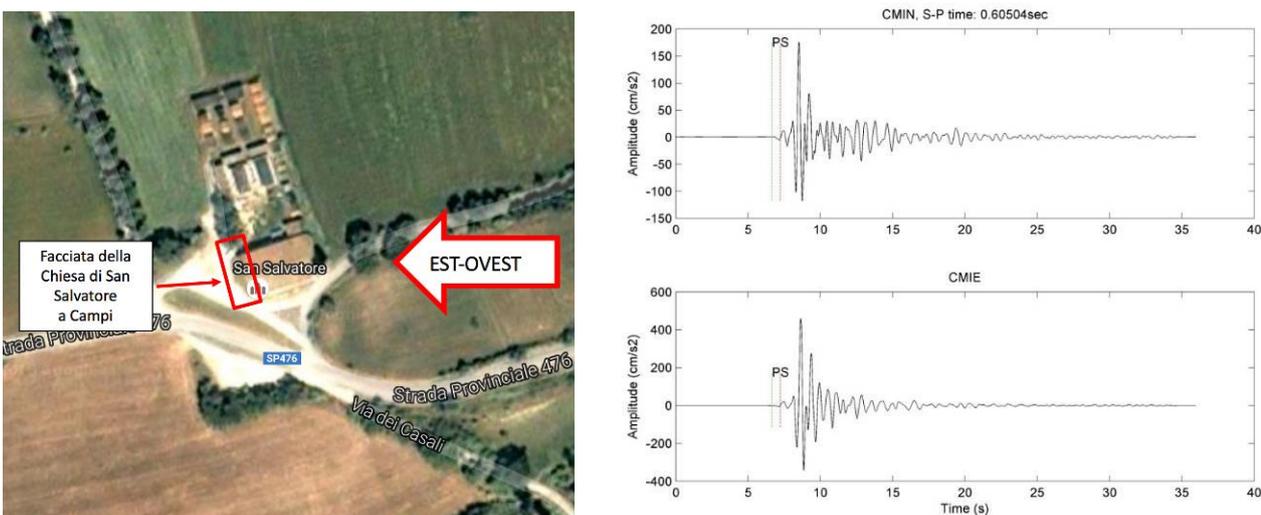


Figura 39. Accelerogrammi registrati dalla stazione accelerometrica CMI per il sisma del 26 ottobre 2016 ore 19.10, dai quali si nota come sia molto più rilevante la componente Est-Ovest (quella in basso in figura) che va ad investire in direzione perpendicolare la facciata della chiesa di San Salvatore.

L'analisi di tali dati (svolta dal Prof. Andrea Cannata del Dipartimento di Fisica e Geologia dell'Università di Perugia) e riportata nelle figure 39 e 40) evidenzia una direzione preferenziale del moto del terreno esattamente ortogonale alla facciata crollata (Est-Ovest).

L'analisi degli spettri di risposta calcolati a partire dai dati della stazione CMI per il sisma in esame mostra per la componente Est-Ovest valori di accelerazione registrati molto superiori a quelli proposti dalla Normativa anche per edifici nuovi in quel sito (Figura 41).

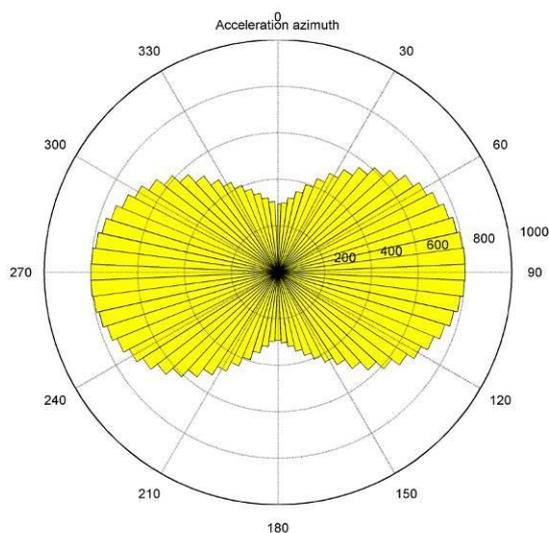


Figura 40. Diagramma a rosa che mostra la variazione dell'ampiezza massima radiale al variare dell'angolo di azimut alla stazione CMI per il sisma delle 19.10 del 26 ottobre 2016. La direzione Est-Ovest è chiaramente quella di massima accelerazione.

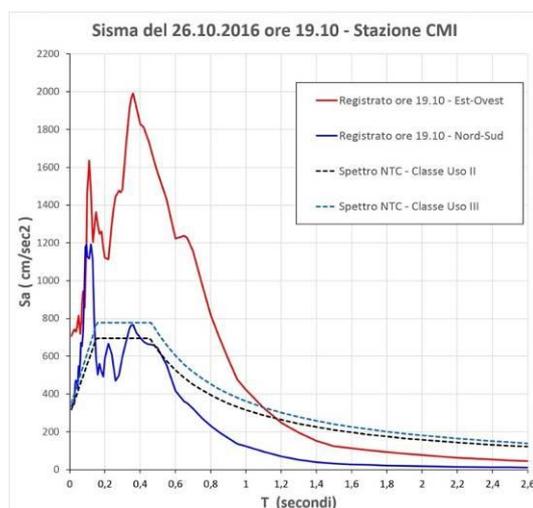


Figura 41. Spettri di risposta per il sisma del 26 ottobre 2016 ore 19.10 alla stazione CMI (Campi di Norcia). Sono ben evidenti valori di accelerazione nettamente superiori a quelli previsti dalle vigenti NTC 2008 per quel sito per edifici nuovi in classe d'uso II e III.

2 CONCLUSIONI

Le analisi necessarie per valutare le vulnerabilità delle costruzioni storiche e comprenderne le eventuali necessità di intervento richiedono competenze di tipo strutturale, non sempre presenti tra i funzionari delle Soprintendenze, e coinvolgono sensibilità e problematiche diverse [17].

I crolli esaminati nel presente lavoro sono connessi proprio a queste carenze, e dall'atteggiamento conseguente, che ha portato, qui come in moltissimi altri casi, alla applicazione della regola frequente del "non intervento", con i risultati che qui abbiamo visto.

Non si può certo pensare che tali noncuranze derivino da una scelta deliberata e consapevole, da parte delle Soprintendenze, di lasciare campo libero ai disastri. Si deve quindi presumere che ad indurre a questa assenza di una seppur minima strategia preventiva sia la non conoscenza (e quindi la non comprensione) delle problematiche sismiche e delle loro implicazioni strutturali.

I crolli delle bellissime chiese di Campi di Norcia ne costituiscono una testimonianza dolorosa. Tutti e tre questi edifici di culto avevano buone probabilità di essere salvati (o di avere danni limitati) con semplici interventi preventivi; bastava avere chiare le priorità, ad esempio: prima i tiranti e poi la fissatura degli affreschi.

La chiesa di S. Andrea ne è l'esempio più evidente: ci sono voluti quattro terremoti in successione (24 agosto 2016, i due del 26 ottobre 2016 e quello del 30 ottobre 2016) per vincere la resistenza di quella sparuta catena lignea pluricentenaria. Evidentemente sarebbe bastato poco di più (una catena moderna, messa dove più serviva) e ce l'avrebbe fatta.

A San Salvatore purtroppo di catene non c'era proprio alcuna traccia, e tale mancanza ha aperto la strada ad un rovinoso crollo, giunto con il primo evento di intensità rilevante per quella zona.

Il caso della chiesa di S. Maria di Piazza, infine, rappresenta l'apice – una vetta forse insuperabile – della mancanza di considerazione nei confronti dei problemi strutturali, pur a fronte di precise indicazioni di vulnerabilità.

Le carenze di questo edificio erano state chiaramente denunciate con ricerche ed analisi condotte da persone qualificate e competenti, appartenenti sia a prestigiose Università che al MiBACT stesso, ma, pur davanti ad una situazione di così conclamata e nota gravità, nulla è stato fatto. Così anche questa chiesa, con tutti i suoi affreschi, è stata ridotta ad un cumulo di macerie.

Questi crolli rovinosi li ritroveremo, purtroppo, anche negli anni a venire in altre zone d'Italia, laddove ci sono state analoghe noncuranze verso le esigenze strutturali di questa tipologia di costruzioni storiche.

C'è solo una cosa che non sappiamo: a chi toccherà la prossima volta?

RINGRAZIAMENTI

Le chiese esaminate in questo articolo fanno parte di un numeroso gruppo di beni culturali (in massima parte, edifici di culto) oggetto di sopralluoghi compiuti in Valnerina tra il 13 settembre 2016 ed il 26 ottobre 2016, congiuntamente dai tecnici dell'Unità di Ricerca ReLUIIS di Perugia (responsabile scientifico: Antonio Borri) e funzionari del MiBACT e della Soprintendenza Archeologica, Belle Arti e Paesaggio dell'Umbria. A tutti loro va il ringraziamento ed il riconoscimento dell'eccezionale lavoro svolto, con la speranza che quanto hanno fatto possa essere utile in futuro.

Lo studio di cui alla presente nota è stato svolto nell'ambito del Progetto Esecutivo ReLUIIS 2017 – Linea murature e della convenzione ReLUIIS SISMA 2016.

Si ringraziano il Prof. Andrea Cannata del Dipartimento di Fisica e Geologia dell'Università degli Studi di Perugia e il Prof. Massimiliano Barchi, Direttore dello stesso Dipartimento, per le elaborazioni dei dati accelerometrici e per gli utili consigli.

Si ringrazia infine Cristina Eleuteri per il lavoro che ha svolto su questi casi nell'ambito del suo lavoro di tesi.

La prima parte del presente testo è una rielaborazione di un articolo pubblicato su Structural – n. 210, marzo/aprile 2017, ISSN 2282-3794 - DOI 10.12917/Stru210.08 [19].

BIBLIOGRAFIA

1. B. Toscano, L. Giacchè, B. Ragni, (1977), "L'Umbria. Manuali per il territorio. La Valnerina. Il Nursino. Il Casciano", Roma, Edindustria.
2. http://emidius.mi.ingv.it/GNDT2/Att_scient/PE2002_Brief_Reports/brief_reports_con_int.htm
3. F. Bonfanti, F. Pisco, Tesi di laurea "Campi Alto di Norcia: metodologia per un'indagine conoscitiva del centro storico e per la valutazione delle tecniche di intervento con individuazione delle principali cause di vulnerabilità ai fini della prevenzione". Relatore Prof.ssa L. Binda, Fac. di Architettura, Politecnico di Milano, a.a. 2001-2002.
4. L. Marchetti, Vulnerabilità dei Centri Storici e dei Beni Culturali, Gruppo nazionale per la difesa dei terremoti, Relazione annuale (ftp://ftp.ingv.it/pro/gndt/Att_scient/Pe2001_RelAnn/Marchetti/PE2001_RelAnn_Marchetti_ita.pdf)
5. G. Cardani; Tesi di dottorato di ricerca in conservazione dei Beni Architettonici, "La vulnerabilità sismica dei centri storici: il caso di Campi Alto di Norcia. Linee guida per la diagnosi finalizzata alla scelta delle tecniche di intervento per la

prevenzione dei danni”. Relatori: Prof.ssa L. Binda, Prof. S. Della Torre e Arch. A. Saisi, Politecnico di Milano, 2003. http://opac.biblio.polimi.it/sebina/repository/link/oggetti_digitali/fullfiles/PERL-TDDE/TESI_2004-039.PDF.

6. L. Binda, G. Cardani, C. Modena, M.R. Valluzzi, L. Marchetti, “Indagine sulla consistenza dell’edilizia storica, sul danno pregresso e sull’efficacia degli interventi svolta su quattro centri campione in Umbria”. XI congresso Nazionale “l’ingegneria Sismica in Italia”, Genova, 25-29 gennaio 2004.

7. <http://www.iluoghidelsilenzio.it>

8. <http://www.norcia.net>

9. <http://www.lavalnerina.it>

10. <http://www.osservatorioricostruzione.regione.umbria.it>

11. <http://www.antenucciugosl.it/identificaIm.aspx?idArt=185>

12. <http://www.spoletonorcia.it/beni-culturali/i-luoghi-della-croce/471-campi-di-norcia-chiesa-di-san-salvatore.html>

13. <http://www.lavoce.it/sisma-centro-italia-crolli-e-sfollati-nella-zona-di-norcia-i-video-e-le-immagini/#ad->

14. C. Ferrari, “Chiesa di San Salvatore a Campi di Norcia. Prime analisi del crollo definitivo della facciata a seguito del sisma del 27.10.2016”, *Ingenio*, Novembre 2016.

15. F. Ventura, comunicazione personale.

16. <http://www.umbria24.it/fotogallery/sisma-il-crollo-della-chiesa-di-san-salvatore-il-campanile-a-un-da-terra>

17. A. Borri, “Strutturisti e Restauratori: Sicurezza Vs Conservazione? Problemi, dubbi e proposte”, *Structural* 199, Ottobre 2015, 10.12917/Stru199.24 – <http://www.dx.medra.org/10.12917/Stru199.24>

18. J.B. Rondelet, “Trattato teorico e pratico dell’arte di edificare”, Ed. Caranenti, Mantova, 1831

19. A. Borri, R. Sisti, “Crolli di chiese causati dai sismi in italia: prime considerazioni su alcuni recenti casi in Valnerina”, <https://doi.org/10.12917/STRU210.08>

20. L. Rambotti, comunicazione personale.

Conservazione e sicurezza per il costruito storico: il recupero del complesso edilizio denominato “Quattro Cantoni” nel centro storico di L'Aquila

Luca Reggiani^a, Laura Simonini^a, Sara Tavoni^a, Francesco Doglioni^b, Antonio Borri^c

^a *Ingegneri Riuniti S.p.A., Via Pepe 15, 41126 Modena.*

^b *Studio Associato Doglioni e Daminato – già Università IUAV di Venezia.*

^c *Dipartimento di Ingegneria dell'Università degli Studi di Perugia.*

Keywords: vulnerabilità sismica, miglioramento strutturale, aggregato edilizio, beni tutelati, sisma L'Aquila 2009.

ABSTRACT

Il lavoro illustra lo studio, le analisi e le metodiche seguite per il progetto di intervento su un aggregato edilizio nel centro storico della città di L'Aquila. Le problematiche sono quelle consuete per le costruzioni tutelate, ovvero la difficoltà di conciliare le esigenze della conservazione con quelle della sicurezza. Le soluzioni elaborate per il caso in esame cercano di procedere in modo sostanziale proprio in questa direzione.

1 INTRODUZIONE

Il presente lavoro si inserisce in un più ampio ambito di ricerca [1][2] rivolto allo studio e alla sperimentazione di metodiche di analisi e di intervento intese a conseguire, per un manufatto storico, un adeguato livello di sicurezza attraverso interventi rispettosi delle caratteristiche storiche ed architettoniche del bene.

Nel caso specifico, lo studio ha riguardato un complesso edilizio del centro storico di L'Aquila, denominato “Quattro Cantoni”, gravemente danneggiato dall'evento sismico del 6 aprile 2009.

L'occasione è stata fornita dal progetto commissionato nel 2015 dal Provveditorato alle Opere Pubbliche della sede di L'Aquila al Consorzio Leonardo di Roma e Gae Aulenti Architetti Associati di Milano.

Inserito nel gruppo dei 45 monumenti storici da restaurare dopo il terremoto del 2009, il complesso dei Quattro Cantoni occupa un intero isolato all'interno del centro storico di L'Aquila, da tutti riconosciuto come unico, sia per le sue valenze storiche ed architettoniche, sia per quelle ambientali e di paesaggio urbano.

Nella storia della città, fin dall'inizio, hanno avuto grandissima importanza gli insediamenti conventuali degli Ordini religiosi, che già dal XIII secolo costituivano un nucleo davvero consistente. Fra questi c'era il Convento di San Francesco, con la sua chiesa che fronteggiava la Piazza Palazzo, centro civico della città con il Palazzo del Comune, la Camera aquilana e la Residenza del Capitano.

Nel passato, la Chiesa ed il Convento sono stati più volte distrutti dai terremoti e poi ricostruiti; espropriati all'ordine in applicazione delle leggi napoleoniche, in buona parte vennero demoliti a partire dal 1878 per dare "misura e prestigio" alla principale via cittadina attraverso la realizzazione di un portico continuo. Su tale sedime insiste il complesso odierno con i suoi quattro cortili, di cui uno coperto.

Per tali beni risulta quindi di assoluta rilevanza il pieno recupero nel rispetto della storicità del manufatto, indagando come è stato ideato, come si è stratificato nel tempo, con quali materiali e tecniche costruttive è stato concepito e realizzato e in quali condizioni e con quali caratteristiche tipologiche, strutturali, stilistiche, decorative è arrivato fino ai giorni odierni.

Nella prima parte del presente lavoro si descriverà quindi il complesso edilizio allo stato attuale, anche attraverso la sua analisi storico-critica, l'analisi del danno e l'esame delle vulnerabilità riscontrate.

Successivamente, si porrà l'attenzione sugli obiettivi del progetto di intervento, sui mezzi per raggiungere tali obiettivi e sulle particolarità tecniche e tecnologiche ideate per far fronte alla necessità di miglioramento sismico su un bene di così grande rilevanza dal punto di vista artistico, storico e culturale.

2 DESCRIZIONE DEL COMPLESSO EDILIZIO NELLO STATO DI FATTO

Il complesso edilizio dei Quattro Cantoni è il risultato di un lungo processo di edificazione nel tempo, contenente componenti risalenti anche al XIII secolo. Fino al 2009 era utilizzato con destinazioni d'uso differenti: il Convitto Nazionale, la Camera di Commercio, Uffici della Provincia dell'Aquila, una Biblioteca, una Chiesa ed alcune attività commerciali.

La perimetrazione dell'aggregato è definita dalle vie che lo ricomprendono, senza collegamenti con altri edifici. Esso tuttavia è composto da una complessa articolazione di numerose unità strutturali più o meno interconnesse.



Figura 1. Individuazione planimetrica del complesso.

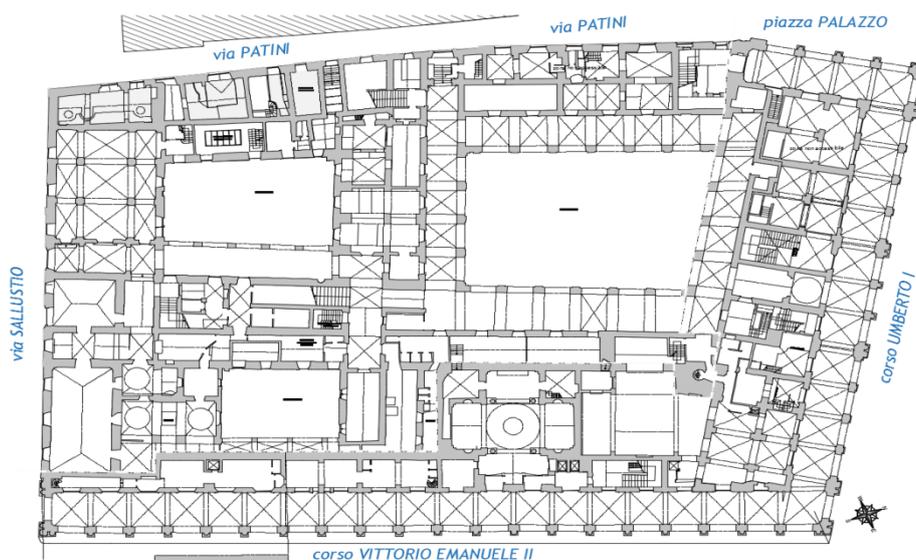


Figura 2. Individuazione planimetrica del complesso e vie di perimetrazione.

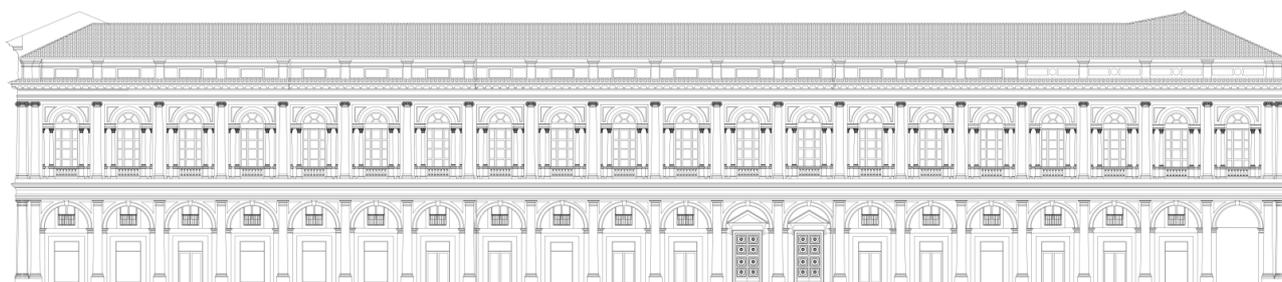


Figura 3. Prospetto su Corso Vittorio Emanuele II.

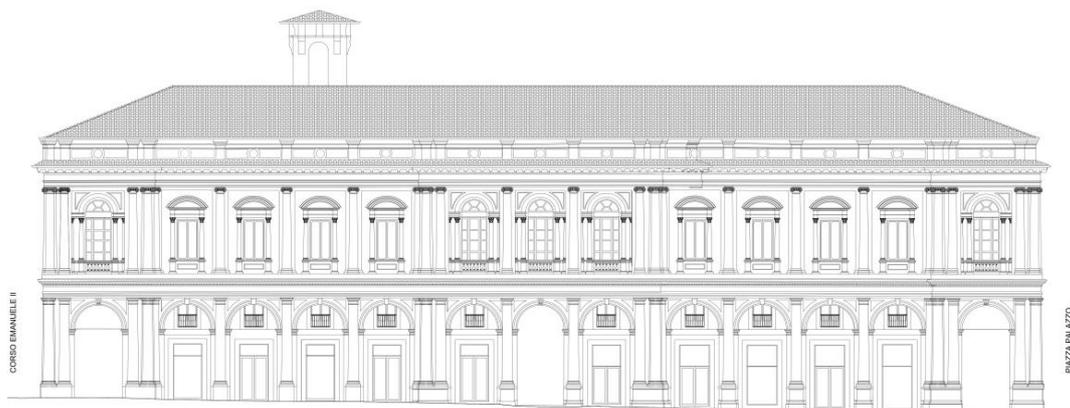


Figura 4. Prospetto su Corso Umberto I.

L'estensione planimetrica è considerevole, essendo inscritto in un rettangolo di 105 m x 69 m. Dal punto di vista altimetrico ha una altezza in gronda di circa 17 m, suddivisa in più livelli da un minimo di due interpiani ad un massimo di 5, mentre la torre campanaria della Chiesa raggiunge una altezza di 25 m. In corrispondenza di tutto il corpo che dà su corso Umberto I e su una zona angolo via Patini – via Sallustio è presente un interrato che si attesta a circa a - 4.5 m dal piano stradale.

Sono presenti quattro cortili interni di diversa estensione, che costituiscono uno degli elementi caratterizzanti di tutto il complesso. Anche i portici che danno su corso Umberto I e corso Vittorio Emanuele II sono elementi caratterizzanti: sono costituiti da pilastri in muratura rivestiti in pietra, a formare sezioni di notevole dimensione (oltre 1,0 m x 1,4 m) a passo 4,5 m circa; l'altezza degli archi in chiave è 8,0 m circa.

Dal punto di vista strutturale, sono presenti varie tipologie murarie, essendo l'aggregato il risultato di numerose fasi di accrescimento successive in un arco temporale assai lungo. In prevalenza si tratta di muratura in pietra a conci sbazzati con o senza listature, oltre che muratura in mattoni pieni e malta di calce. Gli orizzontamenti sono per lo più costituiti da volte in muratura in foglio, perimetrati da archi in muratura. È tuttavia presente una numerosa serie di tipologie di solai, quali in latero-cemento o in travi in acciaio e tavelloni, conseguenza di rimaneggiamenti successivi. Le coperture sono tutte in struttura lignea a doppia o tripla orditura sormontate da un assito in legno.

2.1 Analisi storico-critica

La parte del complesso edilizio volta ad ospitare la biblioteca provinciale, realizzata tra il 1877 ed il 1882 può essere considerata come un elemento unitario, nonostante la variazione di destinazione d'uso di alcuni ambienti nel tempo, ed i danni riscontrati a seguito dei sismi del 1915 e del 2009. L'accesso a tale zona è dal lato del Liceo tramite due scale, gli ambienti si sviluppano a partire da Piazza Palazzo, lungo Corso Umberto I, fino ad un tratto su corso Emanuele II e sono tutti collegati tramite porte, alcune architravate ed altre ad arco, in asse ed in prossimità della facciata. Gli ambienti presentano solai con volte a padiglione. La lunga sala interna, detta "Sala Tommasi", è a doppio volume e il solaio è anch'esso realizzato con volte a padiglione. A pochi decenni dal completamento, il complesso ha subito un primo sisma (Avezzano 1915) che ha causato danni e la demolizione, differita poi nel tempo, di alcune volte nelle zone di testata verso Piazza Palazzo e nell'angolata est tra Corso Umberto e Corso Vittorio Emanuele. Queste ultime sono state ricostruite con assetto simile al precedente, ma con rete portantonaco su centine lignee intradossali anziché in stuoia di canne spaccate, come in origine erano tutte le volte, ricostruendo anche le decorazioni, mentre le volte dei due ambienti su Piazza Palazzo sono state sostituite da soffitti piani ad intonaco su rete. Altre volte, come quelle della Sala Tommasi e della Sala Patini, sono state modificate demolendo l'intonaco intradossale e le stuoie di canne, e dunque perdendo le decorazioni, sostituendolo con intonaco bianco. Nella Sala Tommasi anche l'assetto delle unghiere appare oggi significativamente diverso rispetto a quello osservabile nelle foto d'epoca precedenti alla demolizione.

Quanto al danno causato dal sisma del 2009, dovuto soprattutto al crollo sulle volte di muri sommitali o di tamponamenti non ammorsati del sottotetto, esso ha investito in modo molto grave le quattro volte superstiti. Sono crollate più della metà delle volte dei due ambienti a est della sala centrale, mentre nelle

due volte a ovest della sala si sono verificati estesi danneggiamenti con distacco e perdita dell'intonaco decorato, anche per effetto dei dilavamenti seguiti al terremoto. In generale, l'aggrappo dell'intonaco sulle stuoie di canne spaccate è entrato diffusamente in crisi.

La condizione di conservazione/danno che si determina rispetto all'iniziale continuità, presenta perciò, soprattutto nei sistemi voltati, un quadro molto problematico. Alla sostanziale permanenza spaziale e distributiva dell'assetto iniziale, corrisponde una rilevante perdita degli elementi voltati e delle loro decorazioni, una sistematica sostituzione dei pavimenti e la modifica delle finiture parietali. Va detto poi che la perdita di strutture voltate è continuata anche dopo il sisma, con il progressivo distacco dello residuo strato di intonaco dal supporto in stuoie di canne.

I due ambienti abbinati su Piazza Palazzo, di forma rettangolare, sono privi di caratteri significativi e occupati da scaffalature recenti ed altre attrezzature al servizio della biblioteca. Il soffitto è piano e non risultano presenti decorazioni. In base alla documentazione sui lavori per riparare i danni causati dal terremoto di Avezzano nel 1915 risulta che i soffitti a volta che erano crollati o si erano danneggiati furono sostituiti negli anni '20 dall'attuale soffitto piano intonacato su rete metallica.

La Sala della Camera di commercio è un ambiente architettonicamente unitario, ultimato nel 1929, restaurato nel 1993 e si presenta in buono stato. Ha telai in c.a., con solai in latero-cemento, e non presenta danni di rilievo a seguito del sisma.

La sala che ospita il Caffè è stata realizzata chiudendo con un solaio una corte "di risulta", a seguito della costruzione sull'area delle ex Case Ciolina del corpo della Biblioteca Provinciale su Corso Umberto e su Corso Vittorio Emanuele, e della ricostruzione in forme ridotte della chiesa della Concezione, a sud. Verso ovest e nord-ovest lo spazio è racchiuso dal campanile medievale, elemento superstite della demolita chiesa di S. Francesco, e dal muro di fondo dell'ex convento di S. Francesco, poi trasformato in Convitto-Liceo. Entro tale muro viene praticato un ampio varco per realizzare il palcoscenico e alcuni elementi di servizio, ampliando così verso ovest lo spazio del caffè teatro.

L'attuale edificio della Chiesa della Concezione è il risultato della ricostruzione compiuta tra il 1888 e il 1892 a seguito della demolizione della precedente chiesa a pianta ovale, incompatibile con l'allargamento avviato di Corso Vittorio Emanuele e con la prosecuzione del portico.

Di dimensione minore rispetto alla chiesa precedente, e forzatamente arretrata rispetto ai portici sui quali mantiene due portali di ingresso in pietra con frontone, la chiesa presenta pianta a croce greca con cupola centrale sulla cui sommità è aperto un grande oculo, protetto ora da una struttura vetrata, che consente alla luce di diffondersi all'interno dalla sommità della chiesa.

I due bracci della chiesa con andamento nord-sud, che formano una sorta di aula-transetto con due lunette sulle testate contrapposte, presentano volte a botte maggiormente aperte rispetto a quelle dei bracci che racchiudono l'altare e l'ingresso.

A seguito del terremoto del 6 aprile 2009 la chiesa ha subito il crollo dei due arconi verso l'altare a ovest e verso l'ingresso a est; i due arconi nel crollo si sono staccati dalla muratura soprastante, a sua volta formata da archi nascosti a sostegno della cupola, che hanno resistito al sisma, limitando così i danni. E' crollata anche la volta a botte posta sopra l'altare, probabilmente costruita a mattoni in foglio e si è verificato un distacco, accentuato a nord-ovest, tra la colonna "libera" e la muratura, sezionando il cornicione soprastante.

2.2 *Suddivisione in stralci*

La complessità dell'aggregato edilizio, insieme alla necessità di intervenire in tempi rapidi per preservare il complesso da ulteriori danni, ha portato verso un intervento per stralci successivi.

Nel seguito, in particolare, si descriverà il primo stralcio del progetto di recupero (Figura 5), che comprende: attività commerciali, la Chiesa della Concezione, la sede della Camera di Commercio, il ristorante pizzeria Eden (comprensivo della zona palco e locali tecnici annessi a fianco e al piano interrato) il portico esterno sviluppato su corso Umberto e su corso Vittorio Emanuele e la Biblioteca Tommasiana.

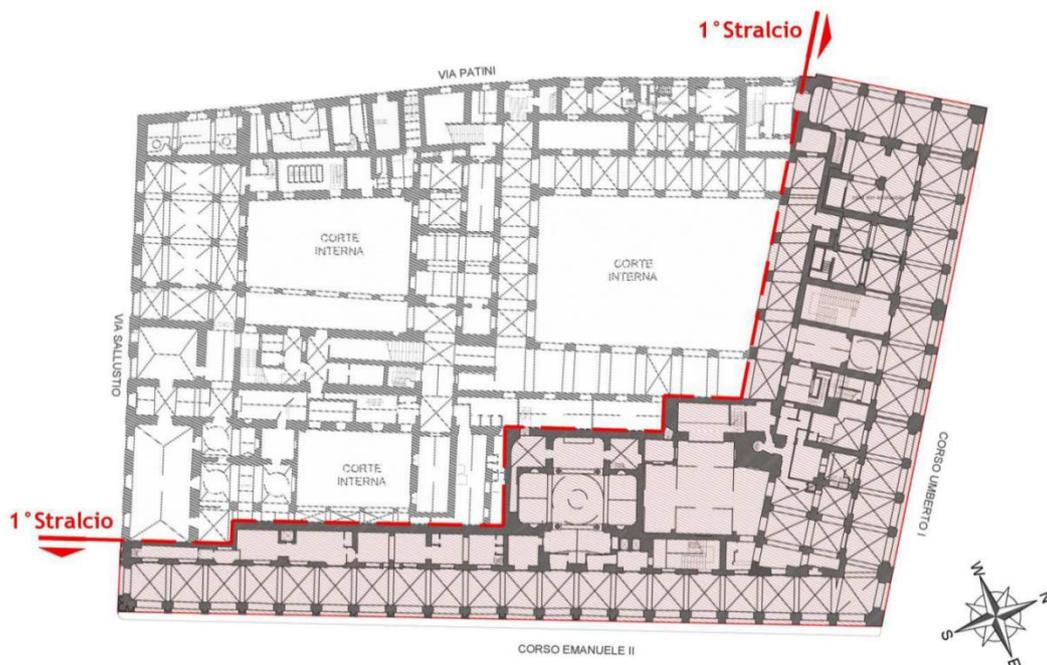


Figura 5. Primo stralcio del progetto.

2.3 Elencazione dei danni e delle vulnerabilità

A seguito dell'evento sismico verificatosi il 6 aprile del 2009 e del successivo sciame sismico, il fabbricato ha subito vari danni, gravi e diffusi, sia alle parti strutturali che a quelle non strutturali. Il livello di danneggiamento si presenta rilevante, ad eccezione della Camera di Commercio (in c.a.).

Per quanto riguarda i meccanismi attivati, questi sono sintetizzabili come segue:

- rotazioni con deformazioni permanenti e marcati fuori-piombo conseguenti all'innescò di meccanismi di ribaltamento di facciata e del cantonale;
- lesioni orizzontali conseguenti all'innescò di meccanismi di flessione verticale di parete;
- lesioni diagonali conseguenti all'innescò di meccanismi di ribaltamento composto di parete con cuneo;
- lesioni diffuse passanti sulle pareti portanti in muratura di ogni piano;
- lesioni passanti in corrispondenza dei martelli murari principalmente nella zona della biblioteca al primo piano;
- lesioni passanti sulle tramezze di partizione interne;
- lesioni sui rivestimenti interni e sui pavimenti;
- danni agli elementi non strutturali;
- crolli di parte di copertura e di controsoffittature del sottotetto;
- crolli della parte sommitale delle murature di facciata;
- crolli di volte in muratura;
- scorrimento degli elementi lignei di copertura;
- lesioni diffuse in corrispondenza degli archi e volte in muratura, negli archi rampanti delle scale e dei pianerottoli;
- lesione ai pilastri dei portici con scorrimento degli elementi lapidei;
- lesioni a pavimento dovute allo scorrimento degli orizzontamenti di piano con concentrazione in corrispondenza di quello di sottotetto e copertura;
- danni lievi nella zona Camera di commercio.

L'esteso e consistente quadro di danneggiamento è attribuibile alle numerose vulnerabilità di seguito elencate:

- cattiva qualità muraria (pietra sbozzata con scarsa presenza di ricorsi e listature);
- presenza di tipologia a doppio paramento priva di connessione trasversale;
- presenza di diffuse irregolarità nei paramenti murari (nicchie, cavedi, tracce impiantistiche, ecc.);
- scarso collegamento delle murature nelle angolate e nei martelli murari;

- collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti inefficace o assente;
- collegamento in copertura inefficace e copertura deformabile;
- strutture spingenti e parzialmente spingenti;
- pareti in muratura prive di ritegno in sommità e/o con ritegni di pareti ortogonali eccessivamente distanti;
- orizzontamenti impostati su piani sfalsati;
- irregolarità planimetrica;
- presenza di doppi volumi;
- collegamenti di elementi non strutturali alla struttura inefficaci o inesistenti.

2.4 Presenze di presidi antisismici storici

A seguito degli eventi sismici che hanno colpito L'Aquila in passato (1461 e 1703 in particolare) si è sviluppata, nelle fasi di ricostruzione, una accentuata e diffusa cultura della prevenzione, che ha portato ad adottare accorgimenti di notevole originalità e significato¹. Anche nell'edificio oggetto di intervento sono stati riconosciuti elementi frutto di questa cultura tecnica.

Nel corso di un saggio sul pavimento al primo piano del loggiato del "Cortile del Liceo", nella parte costruita dopo il 1703 addossandosi alla chiesa e al campanile di S. Francesco, all'estradosso della volta a una testa è stato riportato in luce un tirante estradosso ligneo ramificato in due punti di tenuta esterna, in modo da applicare quello inferiore al centro di spinta della volta stessa.



Figura 6. a) Tirante ligneo settecentesco posizionato all'estradosso della volta; b) lesioni suborizzontali, sopra i punti di tenuta del tirante.

¹ Una ampia documentazione sui presidi sismici storici aquilani e sul loro comportamento al sisma del 2009 è riportata in [2].

La relativa efficacia del presidio è provata dalle diffuse cerniere orizzontali aperte al di sopra del punto di tenuta del tirante, a riprova del fatto che ha contenuto il complessivo e pur notevole “veleggiamento” del fronte e probabilmente ne ha evitato il crollo. Parti di presidi lignei analoghi, ma resi inefficaci dall’immarcimento, sono stati osservati nelle altre volte di costruzione settecentesca del chiostro. Da notare invece che, nelle due ali costruite verso il 1880-85, le volte, molte delle quali crollate a seguito del sisma del 2009, sono state costruite in foglio, e non si osservano più presidi affini a quelli presenti nelle volte settecentesche, a rimarcare come, allontanandosi temporalmente dall’evento sismico, sia stata via via perduta la risposta tecnica messa in atto durante la ricostruzione. Questo aspetto accentua la già richiamata eterogeneità costruttiva del complesso, con parti costruite nel Settecento e ampie ricostruzioni ottocentesche e novecentesche, ed ha contribuito ad articolarne la risposta e il danneggiamento.

In altre zone del complesso sono presenti capriate “impalettate” [2]: un’ampia mensola lignea solidarizzata alla catena della capriata, prosegue all’appoggio verso l’esterno della muratura, dove viene bloccata da un capochiave, anch’esso ligneo, inserito in un’asola. Si tratta di un accorgimento che si è rivelato efficace nel contrastare l’allontanamento progressivo delle murature perimetrali e quindi il conseguente sfilamento e crollo delle orditure di copertura appoggiate.



Figura 7. Lo sfilamento degli elementi di copertura è impedito da paletti lignei inseriti in apposite asole.

3 OBIETTIVI DEL PROGETTO E MODALITÀ PER IL LORO RAGGIUNGIMENTO

L’obiettivo del primo stralcio era quello di restituire piena funzionalità in condizioni di sicurezza alle unità immobiliari sopra indicate e agli spazi pubblici del palazzo, con particolare riferimento ai portici sviluppati su Corso Vittorio Emanuele II e su Corso Umberto I. Gli interventi in progetto hanno avuto come scopo, sia la riparazione dei danni subiti dall’edificio (in un ambito di conservazione del bene, con tecniche e materiali rispettosi del contesto esistente), sia il miglioramento della risposta strutturale dell’edificio, compatibilmente con la conservazione, qualora il danno ne abbia mostrato carenze, eliminando localmente le vulnerabilità riscontrate.

Gli interventi previsti sono in linea con i criteri individuati nella Direttiva P.C.M. 09/02/2011 [3] ovvero: 1) minima invasività, prevedendo l’utilizzo di materiali coerenti con il contesto esistente; 2) minima alterazione dei sistemi strutturali esistenti qualora idonei; 3) conservazione della distribuzione planimetrica dei carichi e dei flussi verticali di carico; 4) incremento di resistenza e duttilità degli

elementi strutturali sismo resistenti; 5) trasformazione dei meccanismi di collasso da fragili a duttili, anche eliminando i cinematici di facciata; 6) promozione del comportamento scatolare.

Insieme alla definizione dell'approccio metodologico relativo agli aspetti conservativi si anticipano qui di seguito, alcuni esempi di questo modo di procedere.

3.1 *Miglioramento sismico e restauro: approccio metodologico*

A partire dalla definizione di "restauro" contenuta nel Codice dei Beni Culturali², il "miglioramento" è divenuto anche normativamente parte integrante del restauro; il che va letto in due direzioni: la prima, il restauro non può non includere, facendosene carico, le opere necessarie alla riparazione strutturale e alla conservazione preventiva del bene di fronte agli eventi sismici futuri; la seconda, il miglioramento deve operare tutti gli sforzi possibili per ridurre i propri impatti sulla fabbrica e ricercare la compatibilità degli interventi con i suoi caratteri architettonici e materiali. Il luogo di questa auspicata – ma ardua – conciliazione tra conservazione e sicurezza è necessariamente il progetto, che dunque viene inteso non come mera applicazione di schemi tecnici e normativi precostituiti, ma come ricerca di soluzioni adattate e commisurate alla natura del bene e alle sue carenze strutturali.

In concreto, questo si è tradotto in un metodo progettuale così articolato:

I fase, conoscenza dei caratteri dell'insieme e delle parti dell'edificio:

-formazione della mappa delle superfici e degli elementi murari di maggiore significato e ruolo (testimoniale, figurativo, tecnico-costruttivo, architettonico...).

-formazione della mappa degli ambienti architettonicamente unitari e loro schedatura analitica;

-schedatura dei fronti architettonicamente unitari, con saggi sulle superfici e relativi esiti.

Sulla base composita, da un lato, della ricerca storico-archivistica³ e dall'altro delle osservazioni stratigrafico-costruttive e dei saggi compiuti sulle superfici e strutture, sono stati qualificati/caratterizzati gli elementi presenti nel complesso. Ne è derivata l'attribuzione di una maggiore o minore densità e pregnanza delle diverse parti, che è stata collegata a valutazioni di trasformabilità o, all'opposto, di accentuata conservazione/restauro di ciascuna di esse. Si tratta dunque di un "giudizio di valore", come tale operato in base a criteri che, per quanto possano essere condivisibili e attenti, presentano inevitabili quote di arbitrarietà e parzialità. Il loro obiettivo concretamente "etico" è quello di indirizzare *a minor danno* gli interventi di riparazione e miglioramento individuati come necessari, differenziando le parti o superfici che *possono* essere intaccate o trasformate, in quanto poco connotate e materialmente sostituibili, da quelle che invece *devono* essere salvaguardate perché, all'opposto, molto significative anche sotto l'aspetto materiale: questo se non si vuole che il fine – la conservazione – sia prevaricato e vanificato dai mezzi per ottenerla, e tra questi gli interventi di miglioramento. Naturalmente tra i due estremi vi è una vasta area di elementi la cui valutazione è intermedia o non è ancora fondata su una compiuta conoscenza.

Tra gli elementi individuati come di rilevante significato vi sono i fronti esterni principali (su Piazza Palazzo, Corso Umberto e Corso Vittorio Emanuele II) e quelli sul Cortile del Liceo. Si tratta dei fronti progettati e costruiti a partire dal 1878 dall'architetto Alessandro Mancini vincitore del concorso per la più importante opera con cui L'Aquila ha voluto sancire la propria adesione all'Italia Unita. L'interesse non è dato solo dalla configurazione architettonica e dal disegno neorinascimentale, ma anche dalla materia che definisce e articola la superficie: pietra calcarea ambrata nel porticato esterno, intonaco a stucco lisciato e in parte dipinto sui fronti. L'intonaco a stucco, in particolare, risulta realizzato dai fratelli Feneziani, artigiani esperti nel settore che hanno avuto un ruolo anche nella nascita della scuola d'arte all'interno del complesso stesso. Per tale motivo, queste superfici modanate, di elevatissima qualità, non potevano essere considerate materialmente "sostituibili", e si è ritenuto dovessero essere conservate e restaurate.

² La definizione di "restauro" è contenuta nel D.Lgs. 42 del 23.01.2004, art. 29, comma 4.

³ Vedi in particolare D'Evangelio, R. (a cura di), *Ricerca storica*, (elaborata per il Provveditorato Interreg. OO.PP. Lazio-Abruzzo, Sardegna, sede coordinata di L'Aquila), dattiloscritto, marzo 2013.

Il fase: progettazione commisurata degli interventi.

La priorità conservativa attribuita alle superfici non ha significato l'intangibilità e la rinuncia agli interventi di miglioramento, ma ha spinto a ricercare spazi e soluzioni progettuali compatibili con la conservazione del bene e, per quanto possibile, efficaci sotto il profilo strutturale. Tra questi, possiamo citare:

-interventi "opportunistic", ossia che seguono e si adattano alle configurazioni architettoniche inserendo elementi strutturali non standard; è il caso degli ampi cornicioni sul cui estradosso, come si vedrà in seguito, sono previsti cordoli metallici non visibili dal basso e ricoperti dalle protezioni contro l'acqua; oppure delle cerchiature metalliche a confinamento di fori angolari;

-interventi di consolidamento operati dalla superficie interna della muratura dei fronti, quali iniezioni, prevedendo però accorgimenti protettivi per non danneggiare con percolature la superficie esterna (intonacatura provvisoria rimuovibile);

-interventi di incisione solo mirata e puntuale delle superfici esterne da conservare, con relativo ripristino; è il caso delle lesene in corrispondenza dei muri interni, sulle quali si applicano le piastre di testa dei tiranti inseriti nei "radiciamenti"; è stato qui previsto di rimuovere a stacco e ricollocare a operazione compiuta il tratto di stucco corrispondente.

Sulle superfici interne della Biblioteca, decorate da tempere a semplici partizioni, il livello di danneggiamento e la richiesta di intervento strutturale conseguente all'elevata vulnerabilità, accentuata dalla presenza del portico sottostante, hanno spinto alla scelta di demolire e sostituire l'intonaco, dopo aver messo in luce un campione delle cromie originali rimuovendo gli strati di scialbo presenti; il progetto ne prevede il rifacimento analogo a intervento di consolidamento compiuto, per ricostituire l'unitarietà degli ambienti.

In altri casi, anche al fine di ridurre le demolizioni/sostituzioni non strettamente necessarie, si è cercata la sinergia di elementi esistenti integrandoli in un nuovo sistema strutturale: è il caso del cordolo sommitale della muratura del chiostro, di cui i travetti passanti esistenti diventano ora parte.

Un tema certamente delicato e peculiare, a cavallo tra conservazione/restauro e miglioramento, è costituito dalle volte della Biblioteca, costruite con canne spaccate e intrecciate alla fine dell'Ottocento e decorate con un apparato decorativo di grande importanza simbolica.

Solo in parte superstiti – due di quattro sono in prevalenza crollate - le volte hanno subito il distacco dell'intonaco dipinto dal supporto, che non offre aggrappo adeguato.

La volontà conservativa, motivata appunto dal ruolo simbolico delle raffigurazioni a tempera, ha dovuto affrontare più questioni: il problema microstrutturale di far riaderire al supporto l'intonaco dipinto ora staccato; il problema del rafforzamento delle centine lignee estradosali, ora troppo rade; il tema dell'integrazione delle parti cadute e quello di un sostentamento affidabile delle volte stesse. Quest'ultimo è stato risolto con la connessione tra le centine delle volte e il grigliato in legno e metallo che è stato realizzato nel sottotetto con funzione di diaframma di piano.



Figura 8. Una delle volte incannucciate della Biblioteca gravemente danneggiate dal sisma.

3.2 Il percorso conoscitivo

Il primo passo nell'approccio progettuale è stato il riconoscimento delle Unità Strutturali (US) distinte, attraverso l'*indagine storico-critica*; in questo caso essa ha chiarito con sufficiente precisione le fasi di accrescimento dell'aggregato, e ha individuato alcune zone di possibile discontinuità e disomogeneità, sia in pianta che in alzato.

Sono state altresì svolte, nelle varie fasi progettuali, tre successive campagne di indagini sperimentali finalizzate al raggiungimento di un adeguato livello di conoscenza su tutto l'aggregato e all'approfondimento di quegli aspetti caratterizzanti che meritavano un maggior livello di dettaglio. Per il primo stralcio ci si è avvalsi di: estesi saggi visivi (scrostamenti, carotaggi ed endoscopie), n. 5 martinetti piatti doppi, n. 15 prove sulle malte.

I dati ottenuti, letti attraverso l'interpretazione dell'*indagine storico-critica* hanno evidenziato la presenza di murature differenti per tipo e qualità con prevalenza della tipologia a conci sbozzati, a cui è seguita la caratterizzazione dei suoi parametri significativi. Alla luce delle risultanze delle prove in sito, con riferimento alla Tabella C8A.2.1 della Circolare 617/2009, sono state sintetizzate quattro tipologie murarie che rappresentano esaustivamente tutte le tipologie presenti, sia per natura che per caratteristiche meccaniche, al fine di una accurata modellazione d'insieme.

In particolare le murature presenti sono:

1. muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno, presente nella parte di Corso Umberto I e nella parte del prospetto di Corso Emanuele II;
2. muratura in pietrame disordinato, con ciottoli e pietre erratiche ed irregolari, presente nella parte di Corso Umberto verso il porticato interno e nella parte della camera di commercio (modello di Corso Emanuele II) nel piano terra e ammezzato;
3. muratura in mattoni pieni e malta di calce presente nel porticato esterno con determinate proprietà;
4. muratura in mattoni pieni e malta di calce nei pilastri del cortile interno e nella parte della Camera di Commercio ai piani 1 e 2 con differenti proprietà rispetto alla muratura del punto 3.



Figura 9. Mappatura dei diversi materiali riscontrati al piano terra: in verde la muratura a conci sbozzati (tipologia 1), in rosso pietrame disordinato (tipologia 2), il ciano e arancione la muratura in mattoni pieni e malta di calce rispettivamente del porticato esterno e del cortile e camera di commercio (tipologie 3 e 4).

Per una verifica dei valori dei parametri meccanici assunti per le varie tipologie murarie, sulla base delle prove in sito e correlati alla Tabella della Circolare 617/2009 si è poi proceduto ad un riscontro applicando il metodo dell'Indice di Qualità Muraria (IQM) [5] a 30 diversi saggi murari, ottenendo una buona correlazione di tutte le caratteristiche di rigidezza e resistenza.

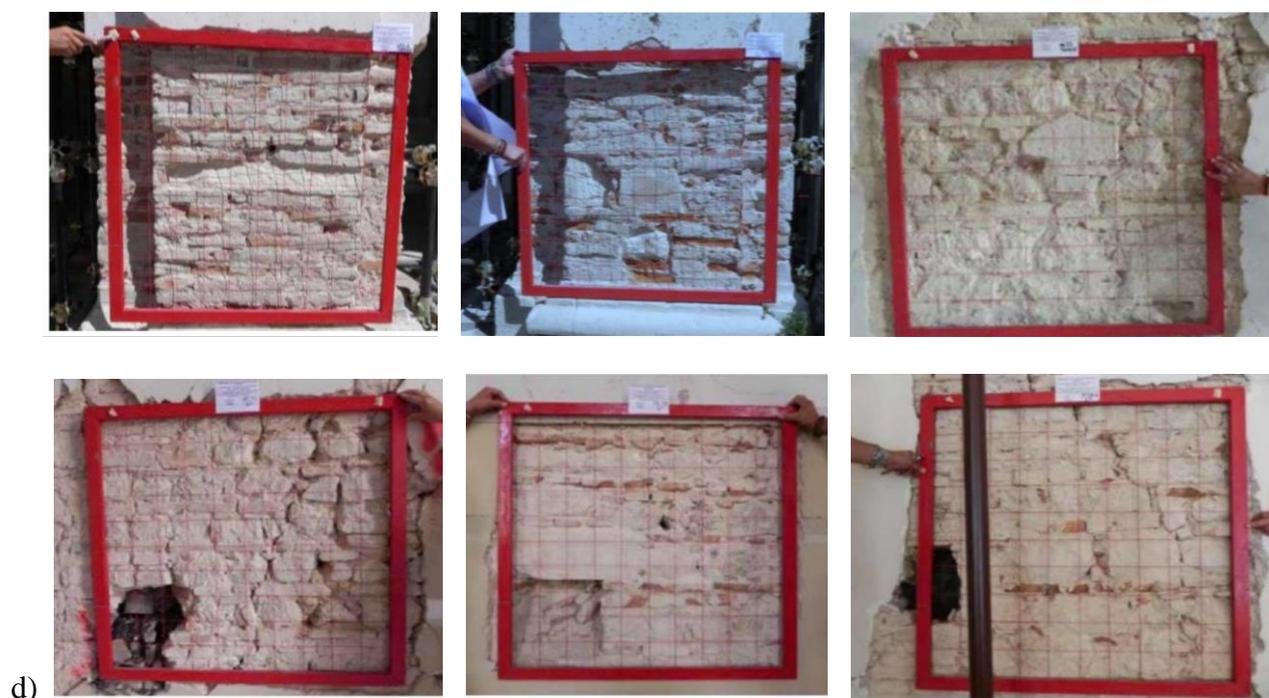
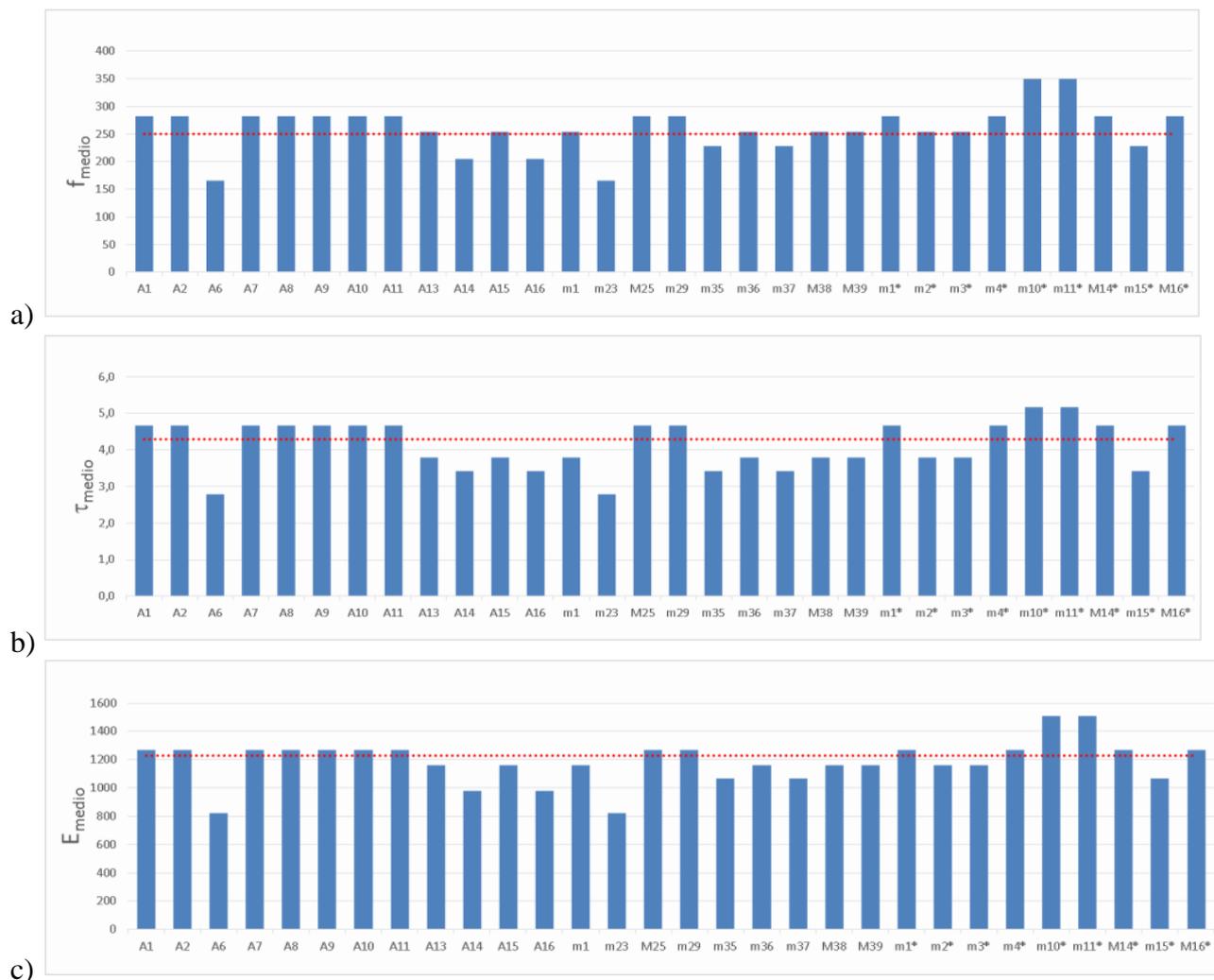


Figura 10. Grafici di confronto, per la tipologia 1, tra i parametri: a) f_{medio} (resistenza a compressione media); b) τ_{medio} (resistenza a taglio media); c) E (modulo elastico) assunti per le analisi (indicati dalle linee puntinate orizzontali) ed i valori ottenuti applicando il metodo IQM [5] a diversi saggi (d) effettuati (30 in totale per la tipologia 1).

3.3 Il sisma di progetto

Vista la rilevanza della struttura, le destinazioni d'uso e l'estensione del complesso, la campagna geognostica è stata articolata in:

- N. 4 sondaggi a carotaggio continuo;
- N. 2 prove sismiche down hole;
- N. 3 prove MASW;
- Misure a stazione singola di microtremori al suolo.

Sulla base di questi dati è stata elaborata una specifica analisi della risposta sismica locale per il sito in oggetto, finalizzata alla definizione di un più corretto input sismico. La ricostruzione dello spettro da analisi è stato poi confrontato con lo spettro semplificato di normativa (NTC2008) per una categoria di sottosuolo di tipo "B", caratteristico di questo sito.

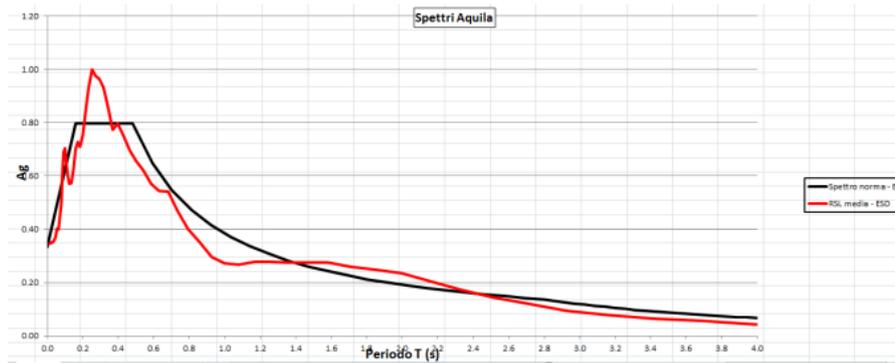


Figura 11. Spettro elastico da NTC 2008 (nero) rispetto allo spettro ricavato dalla risposta sismica locale (rosso).

Si rileva una buona congruenza, ad eccezione del discostamento nel periodo compreso tra $T = 0.2-0.35$. riconducibile all'appiattimento nella parte sommitale dello spettro da normativa, trattandosi di involuppo di molteplici analisi. Di tale eccedenza si è comunque tenuto in conto nelle analisi effettuate.

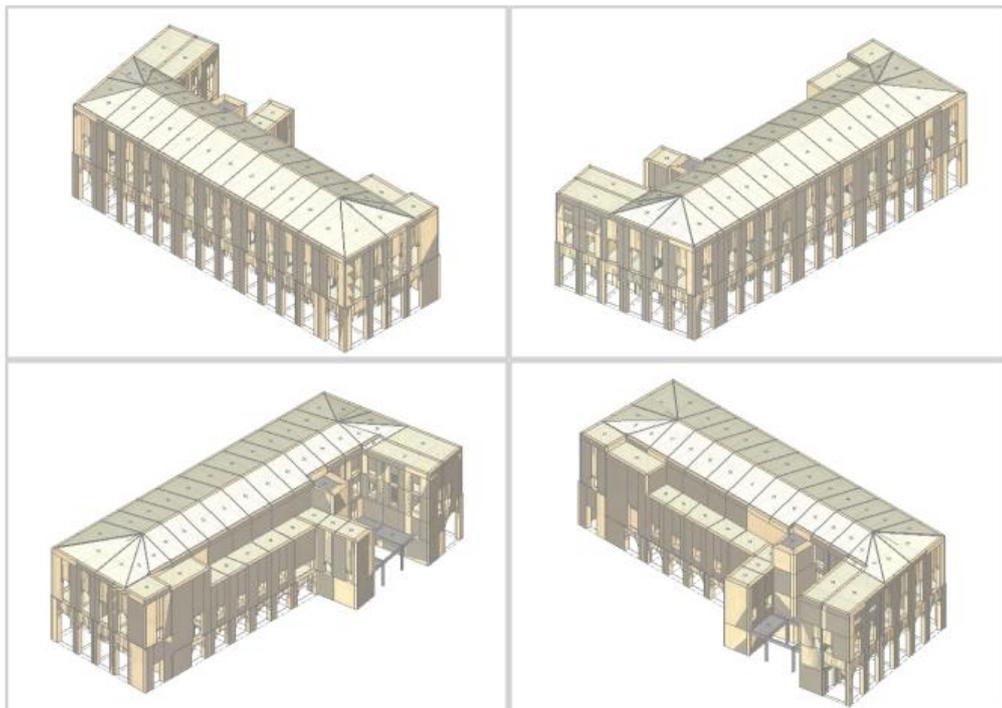


Figura 12. Modello dell'U.S. su Corso Umberto I, utilizzato per l'analisi statica non lineare.

3.4 I modelli utilizzati

Lo studio del comportamento dell'aggregato è stato condotto quindi mediante 4 tipi di modellazioni:

1. modelli globali per ogni Unità Strutturale, elaborati mediante analisi statica non lineare;
2. modelli globali relativi all'Unità Strutturale su Corso Umberto I, elaborati mediante analisi statica lineare;
3. modelli locali per ogni cinematisma, mediante analisi cinematica lineare;
4. verifiche statiche puntuali dei singoli componenti strutturali.

I modelli di tipo 1 hanno consentito di verificare il comportamento globale della struttura e valutare le risorse degli elementi murari nel loro piano. I modelli di tipo 2 hanno consentito la verifica della controventatura di sottotetto in legno e acciaio da realizzare nel corpo su Corso Umberto I. I modelli di tipo 3 hanno consentito di verificare i livelli di sicurezza nei confronti dei meccanismi di ribaltamento mentre le verifiche di tipo 4 hanno consentito il dimensionamento dei nuovi elementi strutturali (solai, coperture).

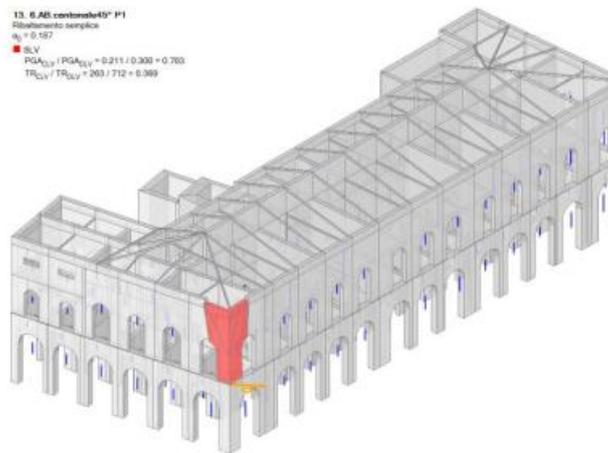


Figura 13. Modello per la verifica dei singoli meccanismi (riscontrati e potenziali).

3.5 Gli interventi di progetto

Gli interventi di miglioramento sismico sono stati finalizzati all'eliminazione dei cinematismi di ribaltamento, mediante l'introduzione di connessione ai piani, in copertura e alle angolate. Tali interventi perseguono inoltre l'ottenimento di un moderato irrigidimento di piano a livello dei solai e della copertura nonché la promozione del comportamento scatolare dell'edificio. Infine è previsto un aumento della capacità resistente delle murature, in maniera differenziata per ruolo e impegno dei vari allineamenti murari.

In particolare sono stati previsti:

1. la predisposizione di doppio tavolato ligneo in copertura con funzione di membrana;
2. l'esecuzione di cordolature sommitali in acciaio e/o in muratura armata, con rifacimento e consolidamento della zona sommitale delle murature portanti in muratura di mattoni pieni e malta di calce con alcuni strati di rete di fibra di vetro;
3. la realizzazione di controventature di sottotetto nella zona biblioteca, caratterizzata da ampi volumi e elevata distanza fra le pareti ortogonali, al fine di impedire l'innesco di cinematismi di ribaltamento delle pareti perimetrali;
4. la realizzazione di cordoli perimetrali in acciaio su due livelli;
5. il ripristino dell'ammorsamento alle angolate tramite cuciture con radicamenti di malta con anima in acciaio;
6. l'inserimento di catene in acciaio / presidi per l'eliminazione delle spinte in corrispondenza degli archi particolarmente carichi;

7. il consolidamento delle murature in pietra sbazzata mediante iniezioni di miscele leganti; per murature che richiedono un maggiore incremento di prestazioni e dove l'intervento si è ritenuto compatibile con le esigenze di conservazione (muri interni con finiture non di pregio) utilizzo di intonaco rinforzato con rete in fibra di vetro (GFRP); nelle pareti dove l'esigenza di conservazione non consente la rimozione dell'intonaco si è previsto l'incremento della connessione trasversale delle murature a doppio paramento mediante connettori metallici a secco;
8. il consolidamento delle murature in mattoni pieni mediante ristilatura dei giunti di malta;
9. la chiusura di nicchie, cavità, canne fumarie inutilizzate, vani porta tamponati con mattoni forati e irregolarità nella muratura, mediante l'utilizzo di mattoni pieni e malta di calce;
10. il consolidamento delle fasce di piano di muratura in mattoni pieni anche con l'inserimento di trefoli in acciaio nei corsi di malta;
11. l'inserimento di telai metallici a cerchiatura di aperture esistenti;
12. il consolidamento dei solai e delle volte e realizzazione di soletta in cls alleggerito armata con rete elettrosaldata, connessa alle murature perimetrali;
13. l'incremento della rigidezza nel piano, mediante realizzazione di consolidamento d'estradosso con soletta armata e connessione dei solai di piano alle pareti perimetrali.

4 ALCUNE PARTICOLARITÀ

4.1 Consolidamento delle volte a crociera in folio

Una delle vulnerabilità caratterizzanti la struttura in oggetto è la presenza di numerosissime volte a crociera realizzate con elementi laterizi disposti in foglio; in taluni casi sono presenti nervature lungo le diagonali. Gli ambienti dove si riscontrano tali elementi costruttivi avranno destinazione d'uso biblioteca, con scaffalatura a doppia altezza, pertanto caratterizzati da carichi di progetto consistenti. Si è previsto quindi un intervento di consolidamento all'estradosso che comprende la realizzazione di intonaco rinforzato con rete in fibra di vetro sopra i singoli spicchi e la realizzazione di frenelli in mattoni pieni a formare il piano di supporto di una soletta in calcestruzzo alleggerito strutturale debitamente collegata perimetralmente. La base dei frenelli diagonali è rafforzata da strisce in CFRP.

L'intervento previsto è illustrato insieme alle fasi di lavorazione in Figura 14. Per la verifica dell'efficacia del consolidamento è stato realizzato un modello agli elementi finiti della striscia diagonale consolidata.

In Figura 15 e

Figura 16 si riportano le sollecitazioni ottenute dalle analisi.

4.2 Radiciamenti di malta con anima in acciaio

Il grave quadro di danneggiamento del complesso comprende un ricorrente innesco di meccanismi di ribaltamento lungo le principali facciate, con conseguente distacco delle pareti dagli orizzontamenti e alle angolate. Al fine di ripristinare l'ammorsamento tra i muri ortogonali, è stato necessario prevedere un intervento che fosse rispettoso del pregio delle facciate e del loro valore architettonico, ma strutturalmente efficace ed efficiente. Per questo motivo sono stati previsti radiciamenti di malta con anima in acciaio costituiti da perfori nella muratura del diametro di 60 mm e lunghezze fino a 6 m per l'inserimento di barre in acciaio avvolte da una calza in tessuto nella quale vengono iniettate, a bassa pressione, speciali malte consolidanti a ritiro controllato. Tale lavorazione permette di ripristinare efficacemente l'ammorsamento pur essendo visivamente poco impattante perché prevede l'alloggiamento del dado di tensionamento del tirante in apposito incasso, quindi completamente interno alle pareti. In Figura 17 e Figura 19 sono riportati alcuni dettagli realizzativi.

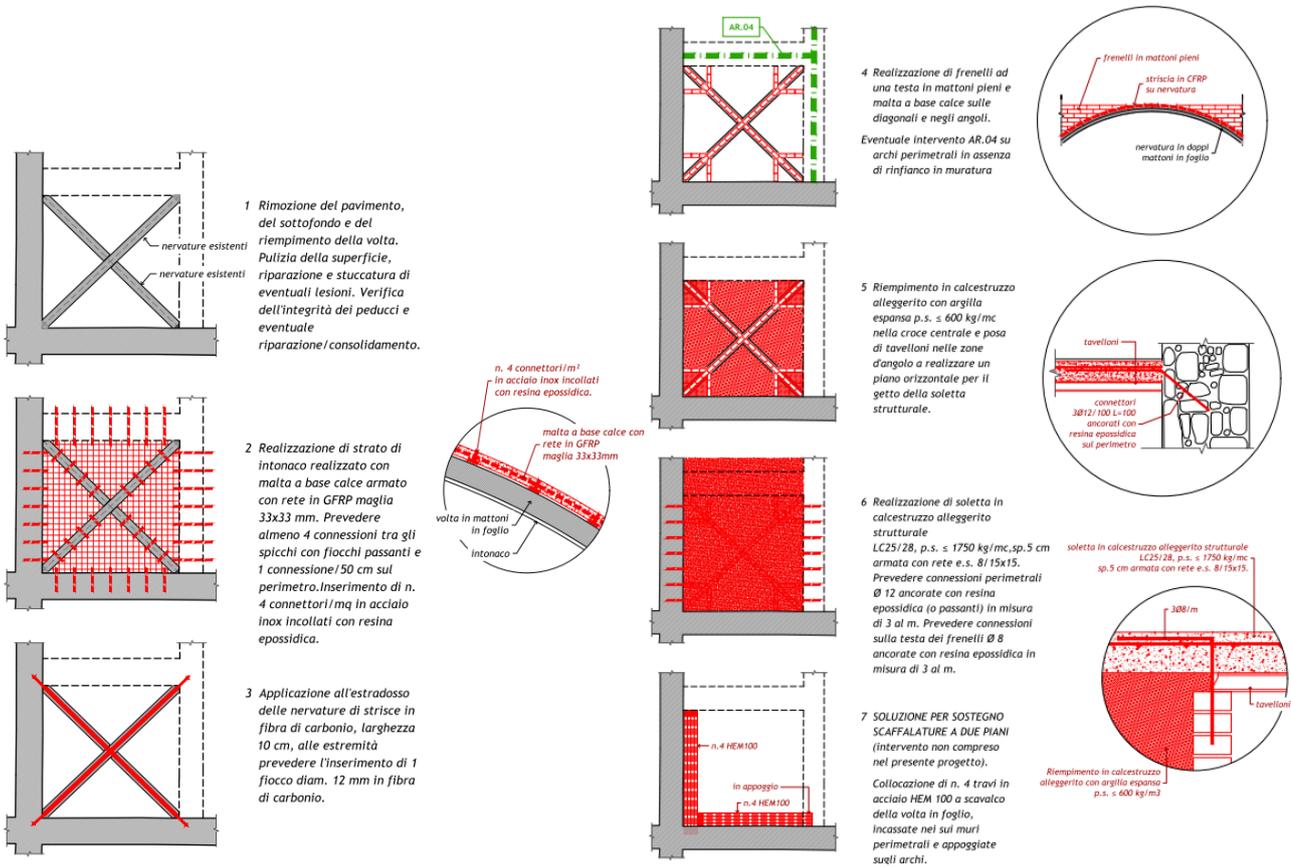


Figura 14. Consolidamento delle volte a crociera.

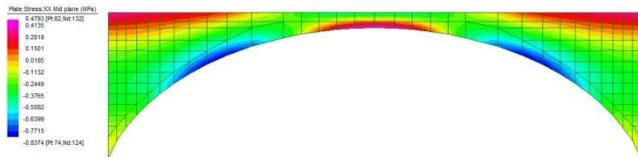


Figura 15. Valori di sollecitazione in direzione orizzontale, compressione massima di 0.77MPa e trazione massima di 0.48MPa.

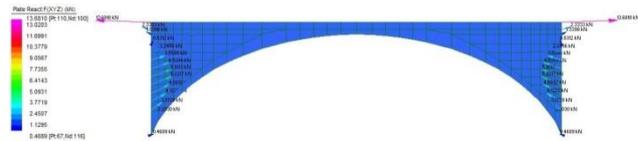


Figura 16. Reazioni ai vincoli, compressione massima di 1.13kN e trazione massima di 13.68kN.

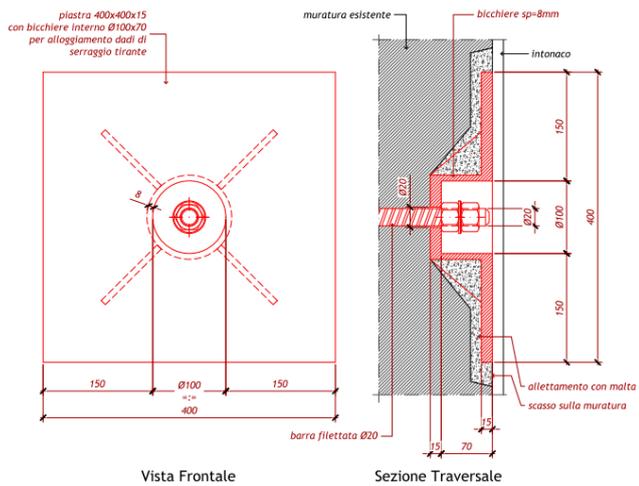


Figura 17. Radiciamento: dettaglio capochiave a scomparsa.

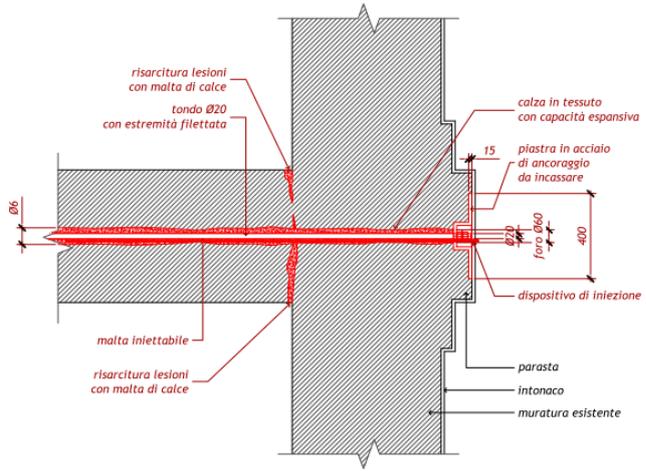


Figura 18. Radiciamento: dettaglio vista in pianta.

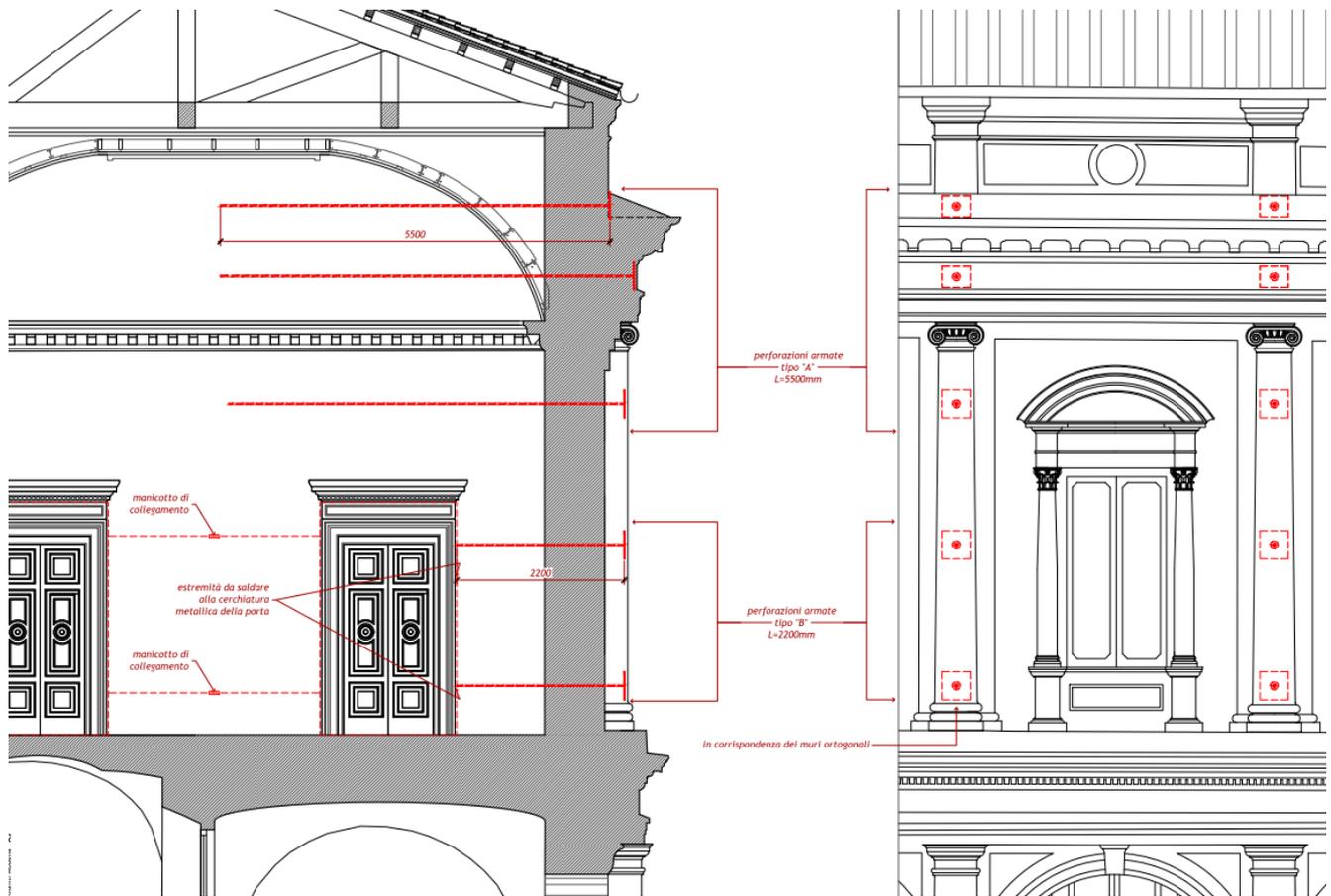


Figura 19. Radiciamento: dettaglio vista frontale.

4.3 Pilastri

Tra i danni principali alle strutture di facciata sono da evidenziare quelli ad alcuni pilastri su Corso Vittorio Emanuele II; il movimento relativo e alterno tra base e sommità ha portato alla dislocazione, di entità centimetrica, dei rivestimenti lapidei del pilastri. In questo caso si prevede il riposizionamento degli elementi dislocati previa puntellazione degli archi del portico e scarico del pilastro con martinetti idraulici. Sono poi state previste opere di consolidamento di tutti i pilastri, attraverso barre in acciaio di piccolo diametro ancorate in profondità con resina epossidica da collocare nelle linee di giunto tra gli elementi lapidei, con funzionamento affine ai tirantini antiespulsivi (Figure 20-21).



Figura 20. Foto di un pilastro soggetto a dislocazione delle lastre di rivestimento.

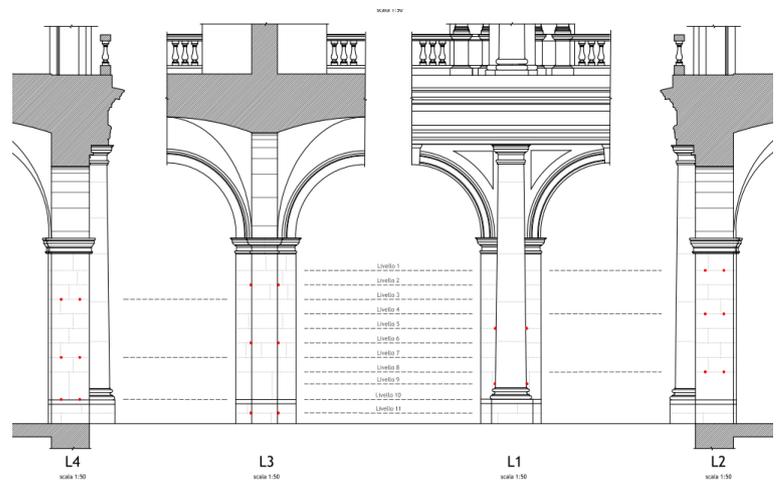


Figura 21. Consolidamento dei pilastri.

4.4 Collocazione di cordoli

L'intervento in progetto ha previsto la collocazione di più linee di cordoli esterni, al fine di ridurre le carenze dei collegamenti tra orizzontamenti e pareti, assicurando un'efficace connessione dell'intero spessore murario. Tuttavia, la presenza di superfici decorate a stucco e modanate su tutti i fronti ha imposto uno studio attento per minimizzare l'impatto degli stessi, senza alterazioni materiali e visive sulla facciata.

Una prima linea di cordoli è stata collocata in corrispondenza di una rientranza dovuta ad un cambio di spessore della facciata al di sopra del portico, a quota +8 m circa dal piano strada, sfruttando lo spazio ricavato al di sotto della copertina in piombo. In tale sede si è potuto prevedere un cordolo in acciaio opportunamente collegato alla soletta estradossale della volta interna (Figura 22).

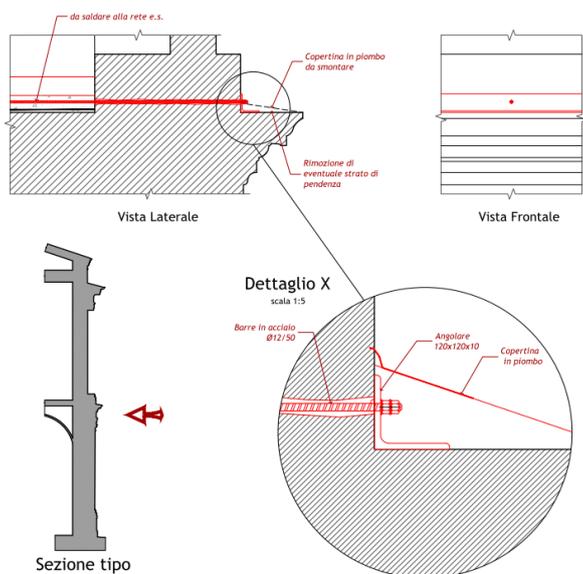


Figura 22. Cordolo in corrispondenza del cornicione del primo piano.

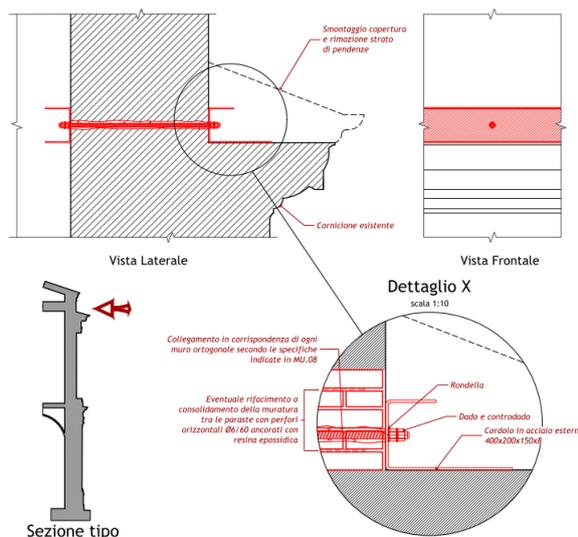


Figura 23. Cordolo in corrispondenza del cornicione del secondo piano.

Una seconda linea di cordoli ha sfruttato la presenza di un cornicione ad aggetto a quota +15 m circa, dove è stato previsto un ulteriore profilo in acciaio all'esterno, che si è potuto contenere dentro al volume delle finiture presenti sul cornicione stesso (Figura 23).

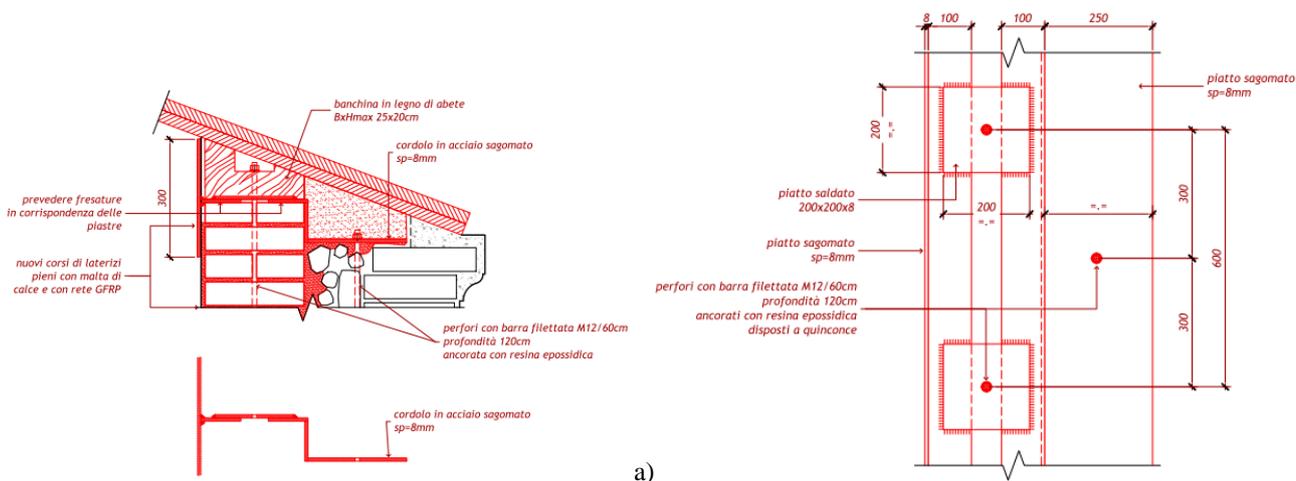


Figura 24. Cordolo in sommità dei muri esterni (a) dettaglio del cordolo acciaio sagomato (b) dettaglio degli elementi di acciaio.

Un tema particolare è stato quello relativo alla geometria e il dimensionamento del cordolo sommitale, condizionato dalla presenza di cornicioni e decori, da mantenere integri; è stato necessario prevedere un

intervento della massima conservatività per non alterare la visione di insieme dei prospetti, pur non compromettendo l'efficacia dell'intervento stesso. In taluni casi si è previsto un cordolo in acciaio opportunamente sagomato, capace di conferire l'idonea rigidità fuori piano nel rispetto delle sagome originarie e delle testate della muratura (Figura 24).

In altri casi si è riusciti a utilizzare travetti esistenti, in buono stato di conservazione, per il collegamento interno-esterno del sistema di cordolatura sommitale, al fine di salvaguardare gli intonaci di pregio (Figura 25).

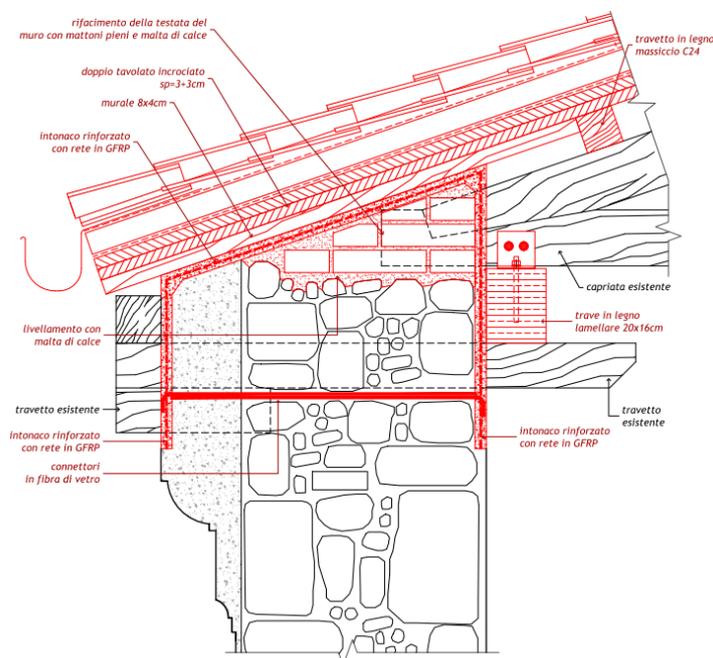


Figura 25. Cordolo inferiore dei muri del cortile, sezione.

4.5 Miglioramento della capacità nei confronti dei meccanismi di I modo

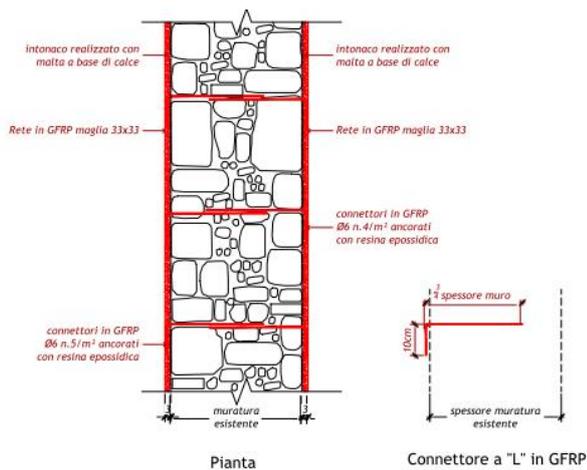
Un tema rilevante che è stato affrontato in sede progettuale è stato quello di conferire maggiore capacità alle pareti di facciata nei confronti dei meccanismi di primo modo: con particolare riferimento alla zona della biblioteca, l'altezza libera delle pareti raggiunge 9.5 m circa, con impossibilità di verifica a ribaltamento fuori piano realizzando punti fissi solo a livello degli orizzontamenti (alla base ed in sommità della parete). Inoltre, per le pareti interne sono da considerare nelle masse sismiche ribaltanti sia gli ingenti pesi propri dovuti al forte spessore (70÷90 cm) che le scaffalature della biblioteca.

Nelle pareti esterne, i decori sulle facciate limitano fortemente le possibilità di un intervento finalizzato all'aumento della capacità resistente delle pareti stesse fuori piano.

Per quanto riguarda le prime (pareti interne con scaffalature) si è adottato un intonaco rinforzato con rete in fibra di vetro su entrambe le facce (Figura 26), conferendo resistenza a trazione alla sezione resistente della muratura, con aumento consistente del dominio resistente della sezione rinforzata rispetto a quella esistente.

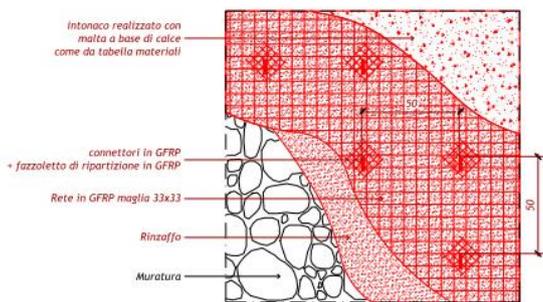
Tale valutazione è stata fatta in conformità alla CNR-DT 200 R1, valutando il dominio resistente del muro rinforzato e considerando due diversi schemi di vincolo per le sollecitazioni sulla sezione (Figura 27).

Relativamente alle pareti esterne si è adottato un sistema di rinforzo che prevede l'inserimento di angolari metallici all'esterno, incassati in alcune lesene e debitamente collegati all'interno (Figura 28).



Pianta

Connettore a "L" in GFRP



Prospetto: Disposizione connettori

Figura 26. Dettaglio dell'intonaco rinforzato.

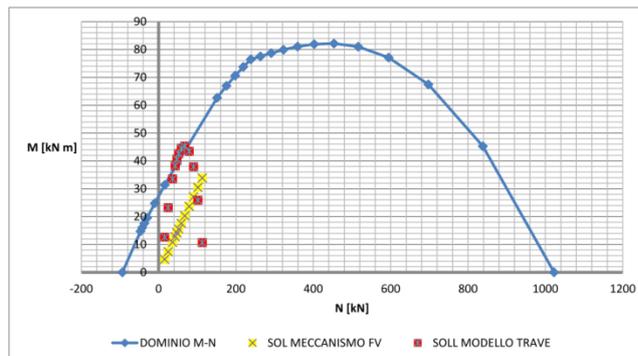


Figura 27. Dominio resistente a pressoflessione in azzurro; in giallo la sollecitazione considerando l'innesco di un meccanismo a flessione verticale; in rosso la sollecitazione considerando un meccanismo a trave semplicemente appoggiata.

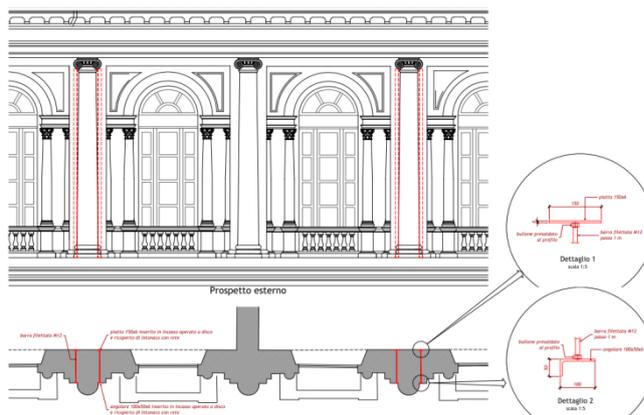


Figura 28. Consolidamento delle pareti esterne attraverso angolari metallici incassati.

4.6 Recupero della verticalità dell'elemento d'angolo

L'angolata tra Corso Vittorio Emanuele II e Corso Umberto I manifesta un evidente fuori piombo, a causa dell'innesco di un meccanismo di ribaltamento (Figure 29 e 30).



Figura 29. Perdita di verticalità dell'angolata tra Corso Vittorio Emanuele II e Corso Umberto I.

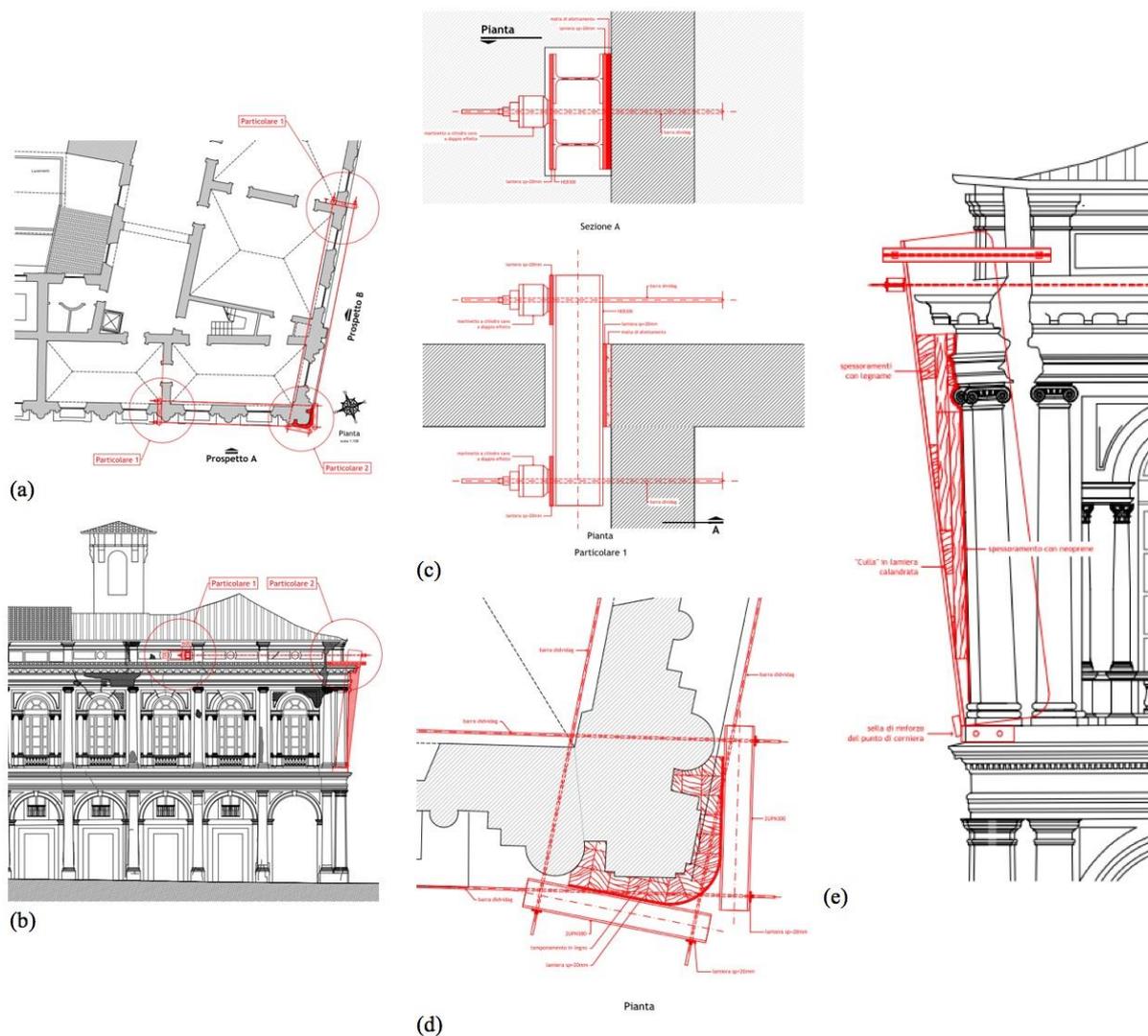


Figura 30. Raddrizzamento dell'angolata: (a) inquadramento in pianta; (b) inquadramento prospetto Corso Emanuele II; (c) particolare 1; (d) particolare 2; (e) dettaglio intervento prospetto Corso Umberto I.

5 CONCLUSIONI

Il complesso edilizio denominato Quattro Cantoni occupa un intero isolato al centro della città antica di L'Aquila, ed è stato gravemente danneggiato dall'evento sismico del 6 aprile 2009.

Nell'approccio al lavoro di recupero di tale immobile, alla luce del valore storico-architettonico e del livello di danneggiamento, è da subito emersa la difficoltà di conciliare le contrastanti esigenze di conservazione e di tutela con il raggiungimento di un adeguato livello di sicurezza del bene.

Il percorso progettuale di questo importante intervento ha richiesto pertanto approfondite fasi conoscitive di rilievo, di ricerca documentale storico - evolutiva, di indagini e prove, protrattesi senza interruzioni fino alla conclusione della stesura del progetto, ed ha portato ad un quadro organico di proposte frutto di una sintesi tra le suddette esigenze.

Nell'edificio in oggetto convergono temi rilevanti come la necessità di consolidamento di volte in foglio per l'idoneità a carichi da biblioteca, il conferimento di resistenza a flessione fuori piano a pareti di altezza significativa in ambienti di pregio, l'inibizione di meccanismi di ribaltamento su facciate decorate e con superfici da conservare, il recupero della verticalità di porzioni di facciata con meccanismi attivati.

Il valore del complesso edilizio, le specificità delle sue caratteristiche e le problematiche di intervento hanno perciò favorito lo sviluppo di soluzioni non convenzionali e misurate sulle singole necessità, come richiede un corretto metodo di lavoro per i beni tutelati.

6 ACKNOWLEDGEMENTS

Il progetto per il recupero del complesso edilizio dei Quattro Cantoni è stato svolto dal Consorzio Leonardo di Roma e Gae Aulenti Architetti Associati di Milano su incarico del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Provveditorato Interregionale per le Opere Pubbliche - Sede Coordinata di L'Aquila. Provveditore pro-tempore: Ing. Roberto Linetti. Responsabile unico del procedimento: Ing. Gennaro Di Maio.

Responsabile di progetto e del coordinamento è stato l'Ing. Emanuele Gozzi (Ingegneri Riuniti S.p.A.)

Il progetto architettonico è di Arch. Vittoria Massa e Arch. Marco Buffoni (Gae Aulenti Architetti Associati). Il progetto di restauro è del Prof. Arch. Francesco Doglioni e dell'Arch. Renata Daminato.

Il progetto strutturale è opera degli Ingg. Luca Reggiani, Laura Simonini e Sara Tavoni (Ingegneri Riuniti S.p.A.).

Consulenza scientifica al progetto strutturale (ai sensi dell'Art 6 comma 10 Legge Gelmini n. 240 del 2010) del Prof. Ing. Antonio Borri.

REFERENCES

1. Doglioni, F., 2012. Nel Restauro. Progetti per le architetture del passato. Marsilio Editori.
2. Borri, A., 2015. Strutturisti e Restauratori: Sicurezza Vs Conservazione? Problemi, dubbi e proposte, Structural 199, Ottobre 2015, 10.12917/Stru199.24 – <http://www.dx.medra.org/10.12917/Stru199.24>.
3. D'Antonio, M., 2013. Ita terraemotus damna impedire. Note sulle tecniche antisismiche storiche in Abruzzo, Ed. CARSA, Pescara.
4. Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011. Valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.
5. Borri, A., De Maria, A., 2015. Indice di Qualità Muraria (IQM): correlazione con le caratteristiche meccaniche e livelli di conoscenza, Progettazione Sismica – Vol. 6, N. 2.

Sismabonus 2017: riflessioni, contributi grafici ed esempi

Antonio Borri^a, Marco Barluzzi^b, Alessandro De Maria^b,

^a Dipartimento di Ingegneria - Università degli Studi di Perugia

^b Regione Umbria - Servizio Rischio Sismico e Programmazione interventi sul rischio idrogeologico

Keywords: sismabonus, classificazione sismica, riduzione rischio sismico

ABSTRACT

L'articolo esamina alcuni aspetti dei due metodi (convenzionale e semplificato) introdotti dalle Linee Guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni emanate il 28 febbraio 2017 dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, cercando di evidenziarne le peculiarità. Vengono forniti anche dei contributi grafici ed analitici che possono risultare utili sia nelle applicazioni pratiche, sia per comprendere meglio il ruolo dei parametri in gioco.

1 PREMESSA

Questo lavoro è diviso in due parti. La prima contiene alcune considerazioni di tipo generale, relative al contesto nel quale si inseriscono le *Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni* [1] allegate al D.M. 28 febbraio 2017, n. 58, del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e s.m.i. [2] (in seguito chiamate, per brevità, Linee Guida per la classificazione o anche, semplicemente, Linee Guida). Nella seconda parte vengono forniti alcuni contributi di carattere operativo che possono risultare utili per avere maggiore evidenza su come influiscono i diversi parametri (essenzialmente l'indice di sicurezza IS-V e l'indice di rischio per lo stato limite di danno, I_{RSLD}). In appendice vengono poi ricordati gli aspetti probabilistici su cui si basa la metodologia in questione.

Quanto di seguito illustrato con riferimento al metodo convenzionale vale per qualsiasi tipologia costruttiva, mentre gli esempi svolti ed il confronto con il metodo semplificato riguardano in modo specifico le costruzioni in muratura.

2 LA CLASSIFICAZIONE SISMICA: UN APPROCCIO DI TIPO CONVENZIONALE

Un primo elemento su cui è opportuno soffermarci è che la classificazione indicata dalle Linee Guida è di tipo convenzionale, nel senso che costituisce un modello con un percorso prefissato, che tutti devono seguire adottando le stesse regole operative. L'obiettivo, evidentemente, è quello di garantire la confrontabilità e l'uniformità – dal punto di vista metodologico - degli esiti.

In realtà non è proprio così, neppure per il metodo chiamato proprio “convenzionale”, perché, in certi casi, per edifici in condizioni del tutto analoghe si possono ottenere risultati anche molto diversi.

Ad esempio, costruzioni con uguale indice di sicurezza IS-V dovrebbero essere, per quanto riguarda il sismabonus, in condizioni simili. Se tutti usassero il valore “standard” di $\eta = 1/0,41$ previsto nelle Linee Guida in effetti sarebbe così, ma se invece si sfrutta la possibilità di assumere η differenti a seconda della zona sismica nella quale si trova la costruzione, allora si possono avere esiti diversi.

Per rendersene conto basta considerare, a puro titolo di esempio, tre edifici che hanno lo stesso indice di sicurezza, ad esempio: $IS-V = PGA_C/PGA_D = 0,4$, ma si trovano in tre diverse città: Cosenza (zona 1), Perugia (zona 2) e Milano (zona 3).

Se utilizziamo le curve di pericolosità (Figura 1) delle tre diverse località (ricavabili facilmente tramite applicazioni software disponibili in rete, basate peraltro sulle tabelle contenute nelle NTC) si vede come, per quello stesso valore del rapporto PGA_C/PGA_D relativamente allo SLV, si trovino valori diversi del periodo di ritorno ($T_R = 33, 47, 66$) e quindi delle frequenze di ricorrenza λ .

Ciò deriva, come evidente nella Figura 1, dalla diversità delle curve: le PGA_C relative allo SLV corrispondenti al 40% delle diverse PGA_D sono differenti e ad esse corrispondono periodi di ritorno diversi, ordinati in modo coerente con i valori delle PGA_D (a PGA_D maggiore corrisponde un maggiore periodo di ritorno per la PGA_C).

Per valutare tale parametro, le Linee Guida indicano la possibilità, “*in assenza di più specifiche valutazioni*” (ovvero se non si considerano le curve di pericolosità di cui sopra) di passare dalle PGA ai periodi di ritorno utilizzando la seguente espressione:

$$T_{RC} = T_{RD} * (PGA_C / PGA_D) ^{\eta} \quad (1)$$

Nella (1) si può inserire il valore standard indicato dalle Linee Guida, ovvero $\eta = 1/0,41$, oppure si possono utilizzare valori di η diversi a seconda dell'accelerazione di picco relativa al sito in esame:

$$\eta = 1/0,49 \quad \text{per } a_g > 0,25g;$$

$$\eta = 1/0,43 \quad \text{per } 0,25g \geq a_g > 0,15g;$$

$$\eta = 1/0,356 \quad \text{per } 0,15g \geq a_g > 0,05g;$$

$$\eta = 1/0,34 \quad \text{per } 0,05g \geq a_g$$

Come si vede, $\eta = 1/0,41$ è, più o meno, il valore medio dei diversi η .

Nel caso in esame, si ha $T_R = 32, 56$ e 73 rispettivamente per l'edificio a Milano ($\eta = 1/0,34$), Perugia ($\eta = 1/0,43$) o Cosenza ($\eta = 1/0,49$), invece di $T_R = 51$ che si avrebbe con $\eta = 1/0,41$ o dei valori $T_R = 33, 47, 66$ che si troverebbero attraverso le curve di pericolosità prima considerate (Figura 1).

Tutto questo porta a frequenze λ_{SLV} differenti a seconda della strada scelta ed introduce così una notevole “elasticità” nell'applicazione della procedura, portando, come vedremo negli esempi riportati al successivo punto 4, a risultati anche molto diversi tra loro.

3 METODO CONVENZIONALE: CONTRIBUTI GRAFICI ALLA PROCEDURA OPERATIVA

Il metodo convenzionale è descritto in modo chiaro ed esauriente nelle Linee Guida e peraltro sono già usciti vari contributi [3][4][5][6] che illustrano quel testo.

Va detto anche che il calcolo dell'indice PAM, così come indicato nelle Linee Guida è molto semplice ed immediato, basta tenere conto di alcune regole di base. Non ci sarebbe quindi alcun bisogno di modalità di calcolo differenti, se non fosse per il fatto che ragionare su espressioni ulteriormente semplificate permette di vedere come influiscono, sui possibili esiti, i diversi parametri in gioco. In questa sede si vuole fornire qualche supporto, anche di tipo grafico, proprio in questa direzione.

Supponiamo allora di trovarci a valle del calcolo, effettuato con i metodi definiti dalle NTC, delle capacità $PGA_{C\ SLV}$ e $PGA_{C\ SLD}$ e quindi dei periodi di ritorno $T_{RC\ SLV}$ e $T_{RC\ SLD}$. Disponiamo quindi dei valori delle frequenze $\lambda_{SLV} = 1/ T_{RC\ SLV}$ e $\lambda_{SLD} = 1/ T_{RC\ SLD}$ relative al nostro edificio.

Supponiamo inoltre di utilizzare la possibilità, suggerita dalle Linee Guida, di valutare λ_{SLC} e λ_{SLO} , non mediante il calcolo delle accelerazioni che portano agli stati limite di collasso e di operatività, ma attraverso le espressioni:

$$\lambda_{SLC} = 0,49 \lambda_{SLV} ; \lambda_{SLO} = 1,67 \lambda_{SLD} \quad (2)$$

Dopo avere classificato l'edificio in base al suo IS-V, sulla base della tabella delle Linee Guida (riportata, per completezza, in Figura 2a) l'obiettivo adesso è quello di ottenere, basandosi sui due parametri λ_{SLV} e λ_{SLD} , il valore dell'indice PAM e classificare quindi l'edificio sulla base della tabella delle Linee Guida riportata in Figura 2b.

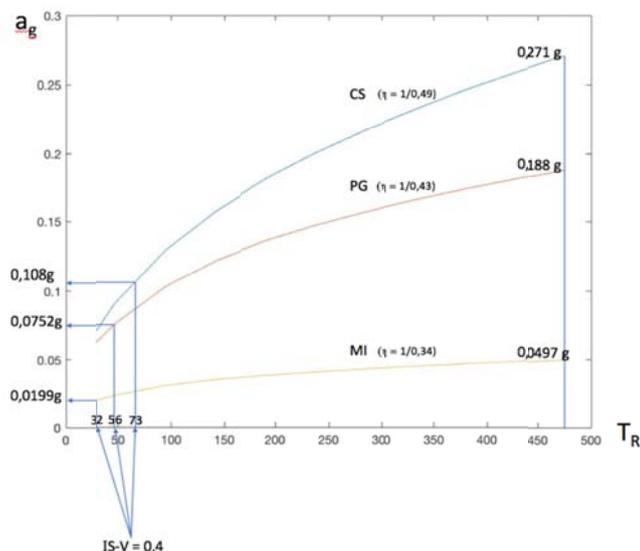


Figura 1. Edifici con lo stesso indice di sicurezza IS-V (nell'esempio: IS-V = 0,4) in zone sismiche diverse hanno periodi di ritorno della PGA_C diversi: maggiori nelle zone a maggiore pericolosità. Le frequenze di ricorrenza, a parità di indice di sicurezza, sono quindi maggiori nelle zone a minore pericolosità. In altri termini: a Milano, il sisma che raggiunge lo SLV per l'edificio con IS-V = 0,4 è più frequente (= ha un periodo di ritorno minore) di quello che riguarda un edificio con lo stesso IS-V a Perugia o a Cosenza. Il risultato potrebbe apparire paradossale (Milano sismicamente più "rischiosa" rispetto a Cosenza?) ma si deve considerare che, proprio per l'ipotesi di avere gli stessi indici di sicurezza IS-V, l'edificio a Milano ha una capacità molto inferiore a quella dell'edificio di Cosenza.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
100% ≤ IS-V < 80%	A _{IS-V}
80% ≤ IS-V < 60%	B _{IS-V}
60% ≤ IS-V < 45%	C _{IS-V}
45% ≤ IS-V < 30%	D _{IS-V}
30% ≤ IS-V < 15%	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}

(a)

Perdita Media Annuale attesa (PAM)	Classe PAM
PAM ≤ 0,50%	A ⁺ _{PAM}
0,50% < PAM ≤ 1,0%	A _{PAM}
1,0% < PAM ≤ 1,5%	B _{PAM}
1,5% < PAM ≤ 2,5%	C _{PAM}
2,5% < PAM ≤ 3,5%	D _{PAM}
3,5% < PAM ≤ 4,5%	E _{PAM}
4,5% < PAM ≤ 7,5%	F _{PAM}
7,5% ≤ PAM	G _{PAM}

(b)

Figura 2. Tabelle per la classificazione sismica degli edifici secondo le Linee Guida: a) classe IS-V, b) classe PAM. Vengono qui riportate così come sono nel testo del Decreto, anche se evidentemente sono presenti dei refusi (i casi IS-V > 100% e IS-V < 15% sono presenti in due diverse classi IS-V e il valore PAM = 7,5% si trova in due classi diverse per l'indice PAM). È anche vero che ciò risulta ininfluente nella maggior parte dei casi pratici.

3.1 Casi possibili e grafico delle classi PAM in funzione delle frequenze

I parametri in gioco sono quindi due, λ_{SLV} e λ_{SLD} , ed in funzione di questi valori, seguendo le regole stabilite nelle Linee Guida, si possono avere al massimo otto casi diversi, riassunti schematicamente nella Tabella I, dove sono indicati i rettangoli con i quali si può calcolare l'indice PAM per ciascun caso.

In realtà, i casi 7 e 8 hanno poco interesse, perché, corrispondono a indici PAM comunque maggiori all'8% e la classe sarà quindi sempre la G_{PAM}.

Le espressioni delle aree (ovvero l'indice PAM) per ciascun caso si possono facilmente ricavare dalle figure precedenti e sono riportate nella Tabella II.

A titolo di esempio si può vedere come, nel caso 1, si ha:

$$PAM = 0,35 \lambda_{SLC} + 0,325 \lambda_{SLV} + 0,215 \lambda_{SLD} + 0,075 \lambda_{SLO} + 0,035 \times 0,1$$

Utilizzando le (2) e raccogliendo si trova:

$$PAM = 0,4965 \lambda_{SLV} + 0,34025 \lambda_{SLD} + 0,0035$$

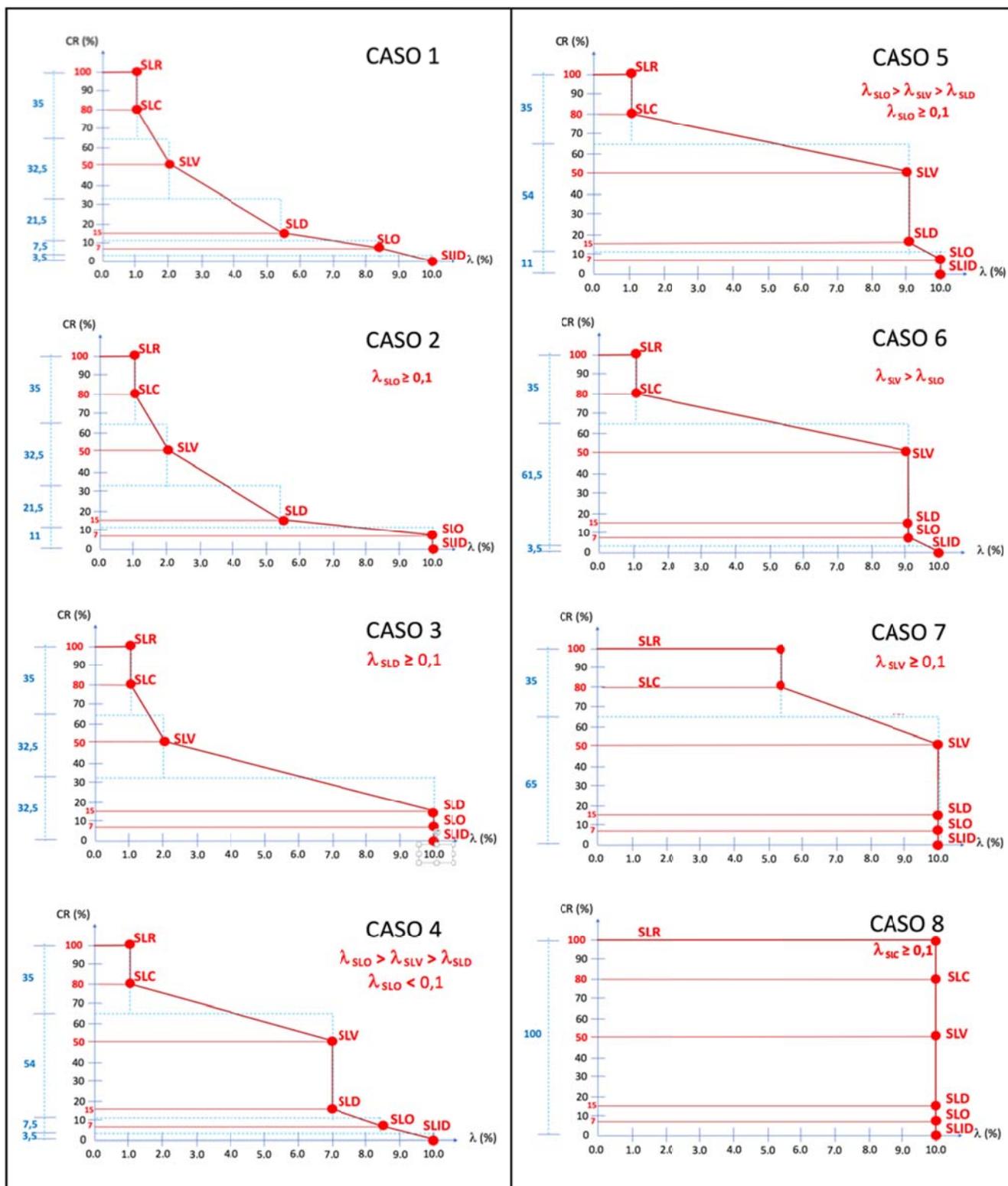


Tabella I – Casi possibili: aree sottese e rettangoli con cui si può calcolare l'indice PAM per ciascun caso.

				a	b	c		
$\lambda_{SLV} < 0,1$	$\lambda_{SLV} \leq \lambda_{SLD}$	$\lambda_{SLD} < 0,05998$	→	0,4965	0,34025	0,0035	Caso 1	
		$\lambda_{SLD} \geq 0,05998$	$\lambda_{SLD} < 0,1$	0,4965	0,215	0,011	Caso 2	
	$\lambda_{SLD} \geq 0,1$		0,4965	0	0,0325	Caso 3		
	$\lambda_{SLV} > \lambda_{SLD}$	$\lambda_{SLV} < 1,67 \lambda_{SLD}$	$\lambda_{SLD} < 0,05998$		0,7115	0,12525	0,0035	Caso 4
			$\lambda_{SLD} \geq 0,05998$		0,7115	0	0,0035	Caso 5
		$\lambda_{SLV} \geq 1,67 \lambda_{SLD}$	→	0,7115	0	0,011	Caso 6	
$\lambda_{SLV} \geq 0,1$	$\lambda_{SLV} < 0,20408$	→	0,1715	0	0,065	Caso 7		
	$\lambda_{SLV} \geq 0,20408$	→	PAM = 10 %			Caso 8		

$$PAM = a \lambda_{SLV} + b \lambda_{SLD} + c$$

Tabella II – Casi possibili: valori dell'indice PAM in funzione di λ_{SLV} e λ_{SLD} .

Le espressioni trovate mostrano come, in molte situazioni (casi 3, 4, 5 e 6) il parametro fondamentale sia λ_{SLV} , e quindi l'IS-V da cui deriva. Si può vedere in modo ancor più immediato, al di là delle espressioni analitiche di cui sopra, dalla Figura 3, nella quale sono stati riportati, in funzione dei valori di λ_{SLV} e λ_{SLD} , le curve di livello dei valori degli indici PAM corrispondenti alle varie coppie λ_{SLV} , λ_{SLD} , e quindi i “domini” delle diverse classi.

I valori delle due frequenze sono stati fatti variare tra 0 e 0,1 per λ_{SLV} (valori maggiori di 0,1 vanno comunque riportati a 0,1 e per questi casi la classe che ne deriva è sempre G_{PAM}) e tra 0 e 0,14 per λ_{SLD} .

In realtà, come si nota dal grafico di Figura 3, per valori di $\lambda_{SLD} > 0,1$ le classi variano solo con λ_{SLV} , rimanendo costante il valore di λ_{SLD} da assumere ($\lambda_{SLD} = 0,1$).

Come si può notare, il valore di λ_{SLD} influisce in modo sostanziale sull'indice PAM solo per edifici con valori di λ_{SLV} bassi (quindi con IS-V relativamente elevati); diventa ininfluente per edifici che hanno indici di sicurezza bassi (come vedremo, per IS-V inferiore a 0,3).

Infatti, se si considera una linea parallela all'asse delle frequenze λ_{SLD} (Figura 4) e la si fa scorrere idealmente sui diversi valori di λ_{SLV} ci si accorge che la variabilità dell'indice PAM, e quindi delle classi di rischio, al variare di λ_{SLD} , è elevata (fino a 5 classi PAM, come già notato in [6]) solo per valori di λ_{SLV} molto bassi (inferiori a 0,027), per ridursi, in sostanza, ad una sola per $\lambda_{SLV} > 0,0527$.

Rispetto allo SLV, la variabilità delle classi PAM possibili (si consideri, analogamente a quanto fatto prima, una linea parallela all'asse delle frequenze λ_{SLV}) è invece sempre elevata: da un massimo di otto (= tutto lo spettro di classi possibili) ad un minimo di quattro.

Quanto sopra potrebbe risultare utile per indirizzare gli interventi per i passaggi di classe indicando che in certi casi non è sufficiente “lavorare” sullo SLD (cioè sulla rigidezza) e occorrono incrementi sostanziali dell'indice di sicurezza (innalzando cioè la capacità).

Può essere interessante vedere quali sono i settori del grafico in cui valgono le diverse espressioni di cui alle Tabelle I e II (Figura 5).

Si può qui osservare che nei settori relativi ai casi 3, 5 e 6 la sola variabile in gioco è λ_{SLV} e quindi sono utili interventi che riducano tale parametro. In definitiva, i parametri λ_{SLV} e λ_{SLD} “giocano ad armi pari” (cioè sono egualmente influenti) solo nei settori dei casi 1 e 2: è qui che si possono ottenere risultati significativi intervenendo sulle rigidezze.

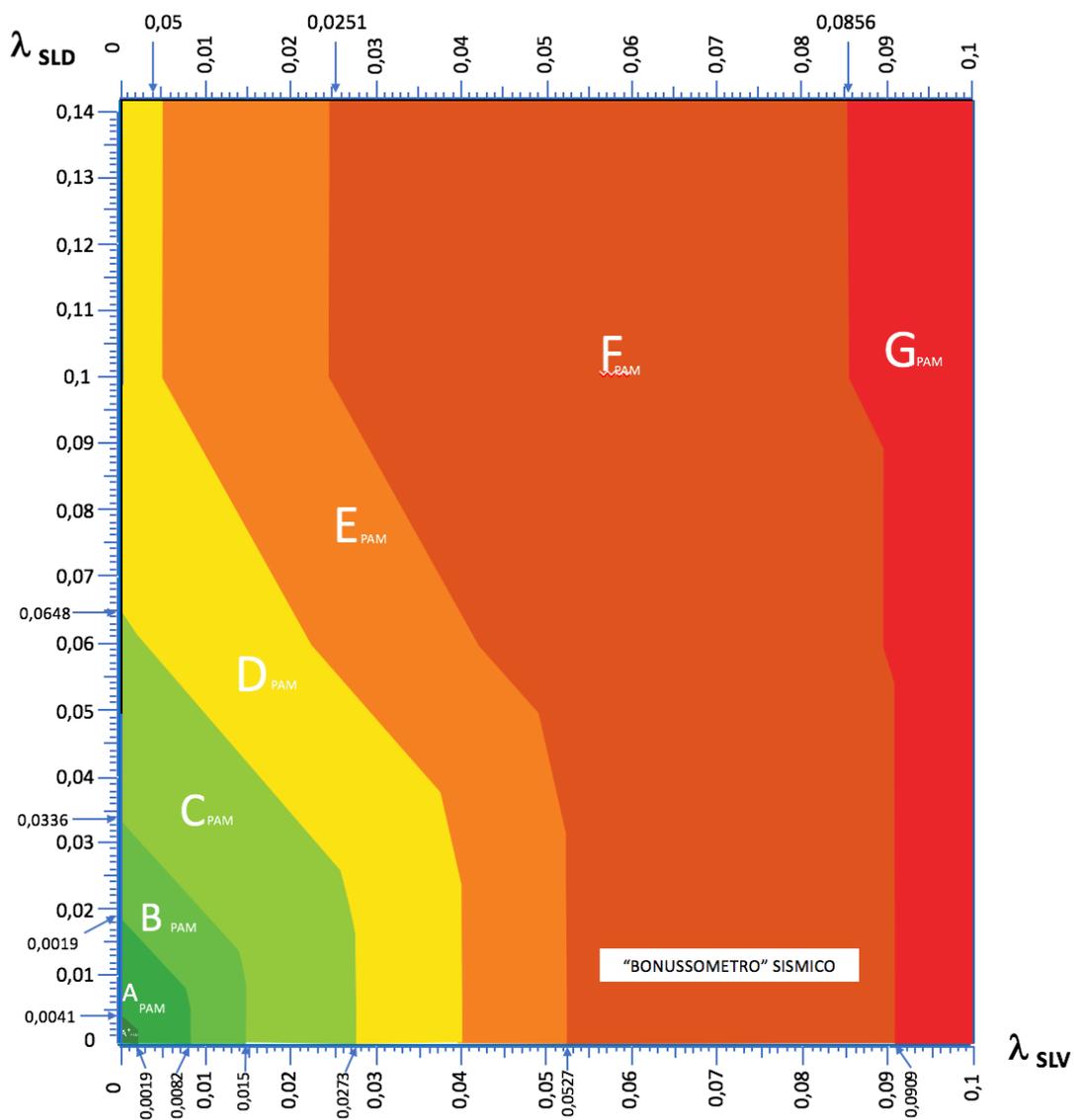


Figura 3. Classi PAM in funzione dei parametri λ_{SLV} e λ_{SLD} (il grafico completo è reperibile in [9]).

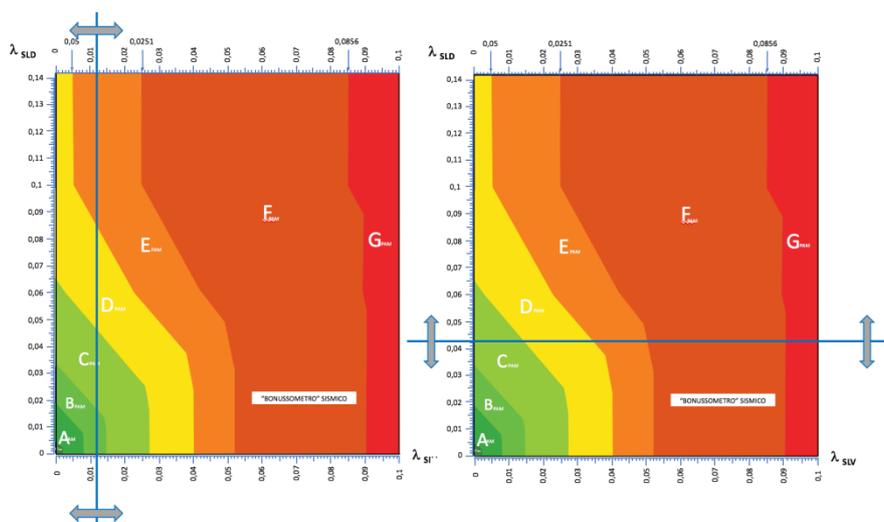


Figura 4. Variabilità del numero di classi PAM al variare di λ_{SLV} (a sinistra) o di λ_{SLD} (a destra): pensando di scorrere le due linee sul grafico si può constatare quali siano le zone a maggiore o minore variabilità di numero di classi.

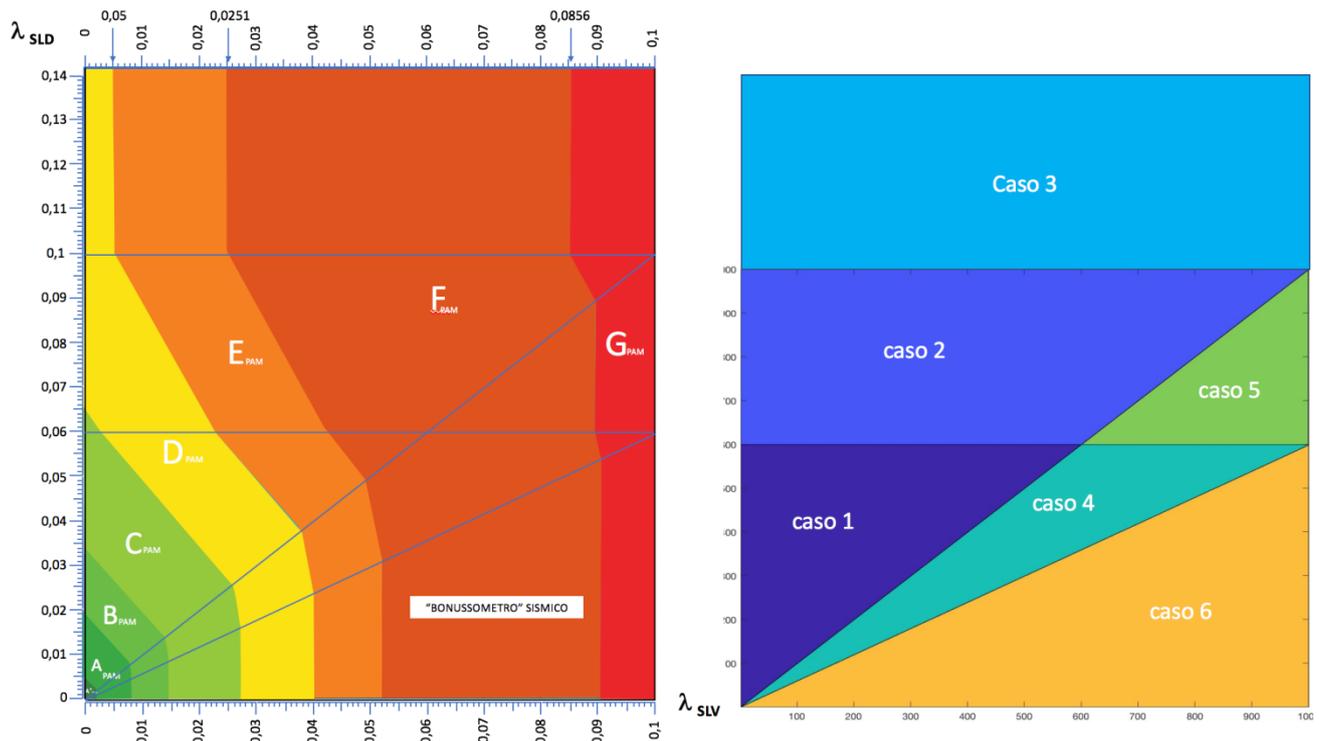


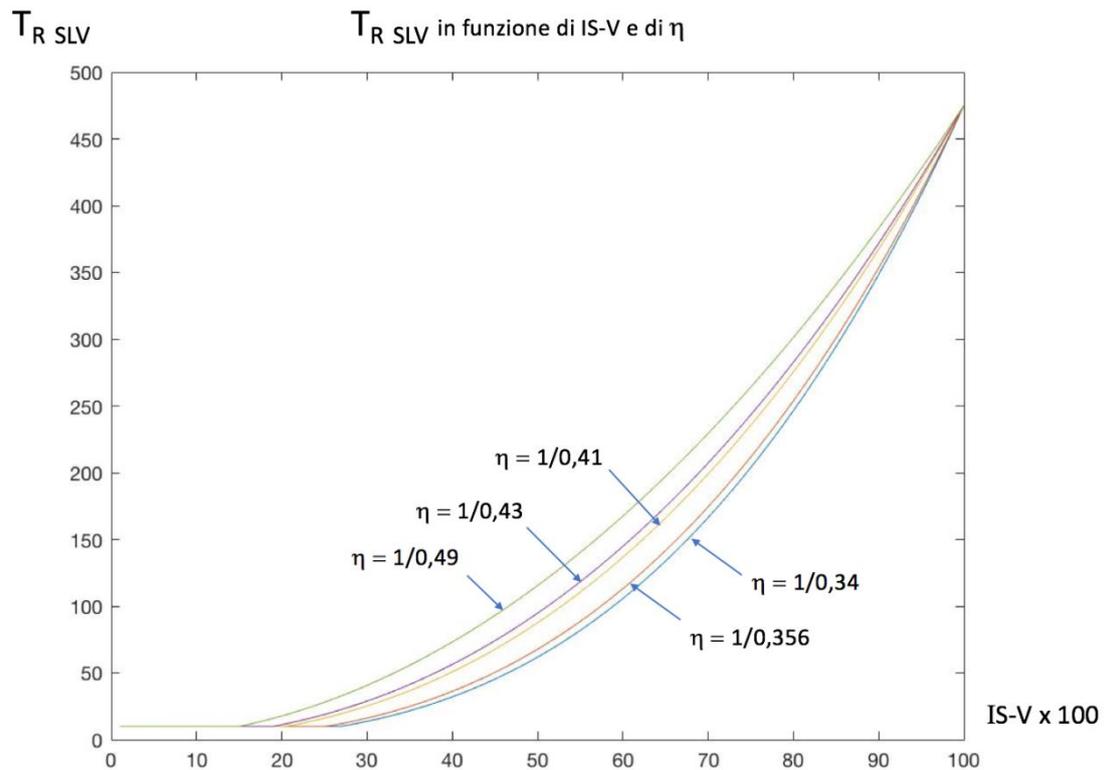
Figura 5. Classi PAM in funzione dei parametri λ_{SLV} e λ_{SLD} : zone di validità delle espressioni analitiche dei diversi casi.

3.2 Influenza del parametro η

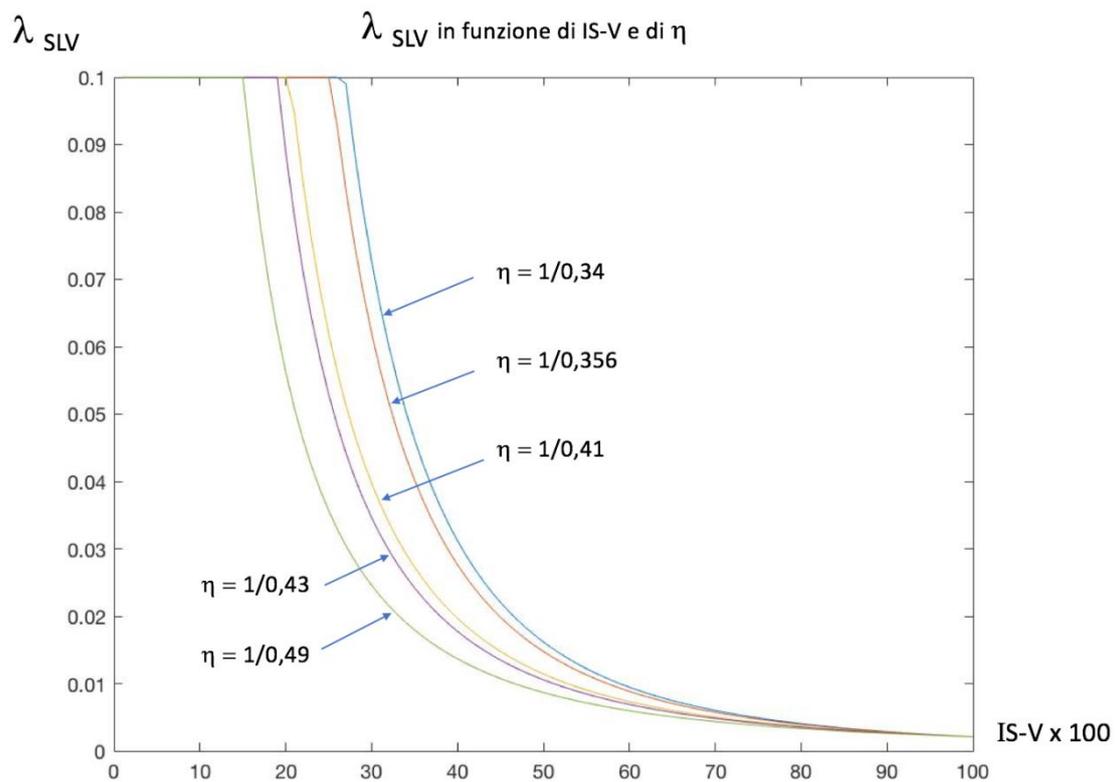
La Figura 6a mostra come variano, al variare dell'indice IS-V e per i diversi valori di η , i periodi di ritorno valutati con l'espressione (1) per lo SLV. La Figura 6b mostra una cosa analoga, ma per le frequenze λ_{SLV} . Le differenze, per valori di IS-V inferiori a 0,4 sono consistenti e possono portare a modifiche significative nelle classi PAM.

Se si considera, ad esempio, un valore di IS-V di poco superiore a 0.3 ci si accorge (Figura 7) delle notevoli differenze di classificazione tra il caso in cui si adotta il valore di η standard (1/0,41) indicato dalle Linee Guida e quello in cui si prende il valore relativo alla zona in cui si trova l'edificio. Ad esempio, a Milano potremmo prendere $\eta = 1/0,34$, a Firenze $\eta = 1/0,356$, a Perugia $\eta = 1/0,43$ e a Cosenza $\eta = 1/0,49$. Con quel valore dell'indice di sicurezza, l'edificio che si trova a Milano o a Firenze può essere legittimamente classificato F_{PAM} invece di D_{PAM} , mentre per l'edificio con lo stesso indice che si trova a Cosenza oppure a Perugia non cambierebbe alcunché, perché la classe D_{IS-V} resterebbe comunque la peggiore.

In altri termini, per edifici che hanno valori di IS-V nel range 0,30 - 0,35 e che si trovano nelle zone sismicamente meno pericolose, prendendo il valore di η relativo alla zona invece del valore standard delle Linee Guida si ottiene una classe sismica iniziale due volte peggiore (da D a F) con il "vantaggio" - si fa per dire - di dover fare meno interventi per risalire di due classi. Considerazione analoga si può fare per valori di poco inferiori a 0,3: si potrebbe peggiorare la classe di partenza, passando dalla classe E alla classe G.



(a)



(b)

Figura 6. Variazione dei periodi di ritorno $T_{R\ SLV}$ (a) e delle frequenze λ_{SLV} (b) al variare dell'indice di sicurezza IS-V e dei valori di η .

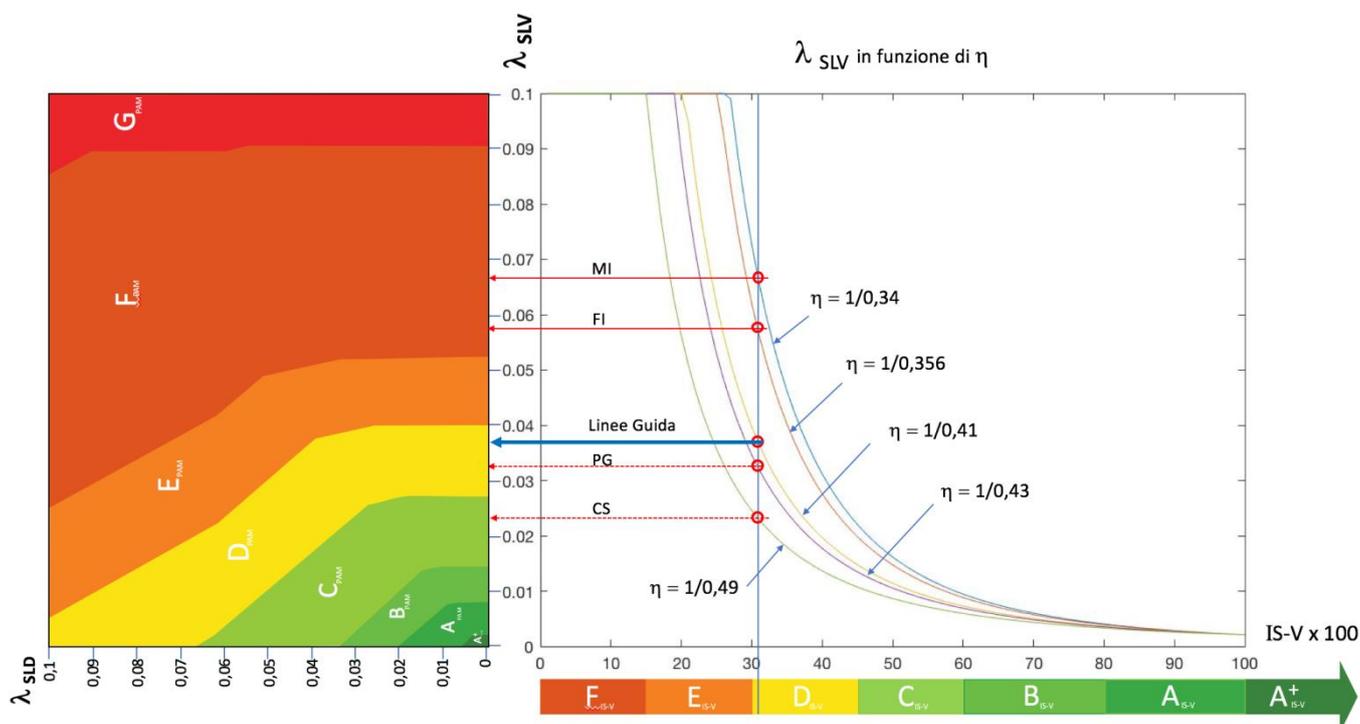


Figura 7. Variazioni di classe PAM, al variare di η , per un edificio con IS-V di poco superiore a 0,3, in città diverse.

3.3 Classi PAM in funzione degli indici IS-V e $I_{R\ SLD}$

Per una applicazione operativa ancor più immediata, ma soprattutto per osservare come variano le classi PAM con l'indice di sicurezza IS-V e con l'indice di rischio $I_{R\ SLD}$, si può considerare il grafico di Figura 8 (riportato, anche in scale diverse, in [9]), nel quale sono riportati i valori degli indici di sicurezza IS-V e di rischio $I_{R\ SLD}$ per lo SLD, corrispondenti ai λ_{SLV} e λ_{SLD} precedenti, nell'ipotesi di assumere differenti valori di η .

In definitiva, si è passati dalle frequenze λ_{SLV} e λ_{SLD} agli indici IS-V e $I_{R\ SLD}$ invertendo la (1):

$$PGA_C / PGA_D = (T_{RD} / T_{RC})^{1/\eta} \quad (3)$$

Esaminando le differenze nei valori degli indici sull'asse IS-V, al variare degli η , si può capire quali siano i possibili "margini di manovra" nella classificazione, che per gli edifici in condizioni peggiori nelle zone sismicamente meno pericolose appaiono (forse eccessivamente) ampi.

4 ESEMPI

Per mostrare come applicare gli strumenti prima descritti, vengono qui considerati sette diversi edifici in muratura (ma le considerazioni che qui vengono svolte valgono a prescindere dalla tipologia costruttiva) utilizzando per η il valore standard delle Linee Guida, ovvero $\eta = 1/0,41$. Successivamente si vedrà come i risultati possono cambiare usando valori di η diversi, ovvero ipotizzando qui, a titolo esemplificativo, che edifici aventi gli stessi indici IS-V dei precedenti si trovino in zone sismiche più o meno pericolose.

Queste sette diverse costruzioni erano state esaminate, insieme ad altre, nell'ambito di precedenti lavori sul tema della classificazione sismica [7] e corrispondono a edifici realmente esistenti.

I valori delle PGA di capacità e di domanda relativi agli SLV e SLD (ved. Tabella III, dove sono riportate anche le caratteristiche costruttive di base) sono stati ricavati con i metodi previsti dalle NTC, e tali dati sono sufficienti per determinare le classi IS-V e PAM per ciascun edificio.

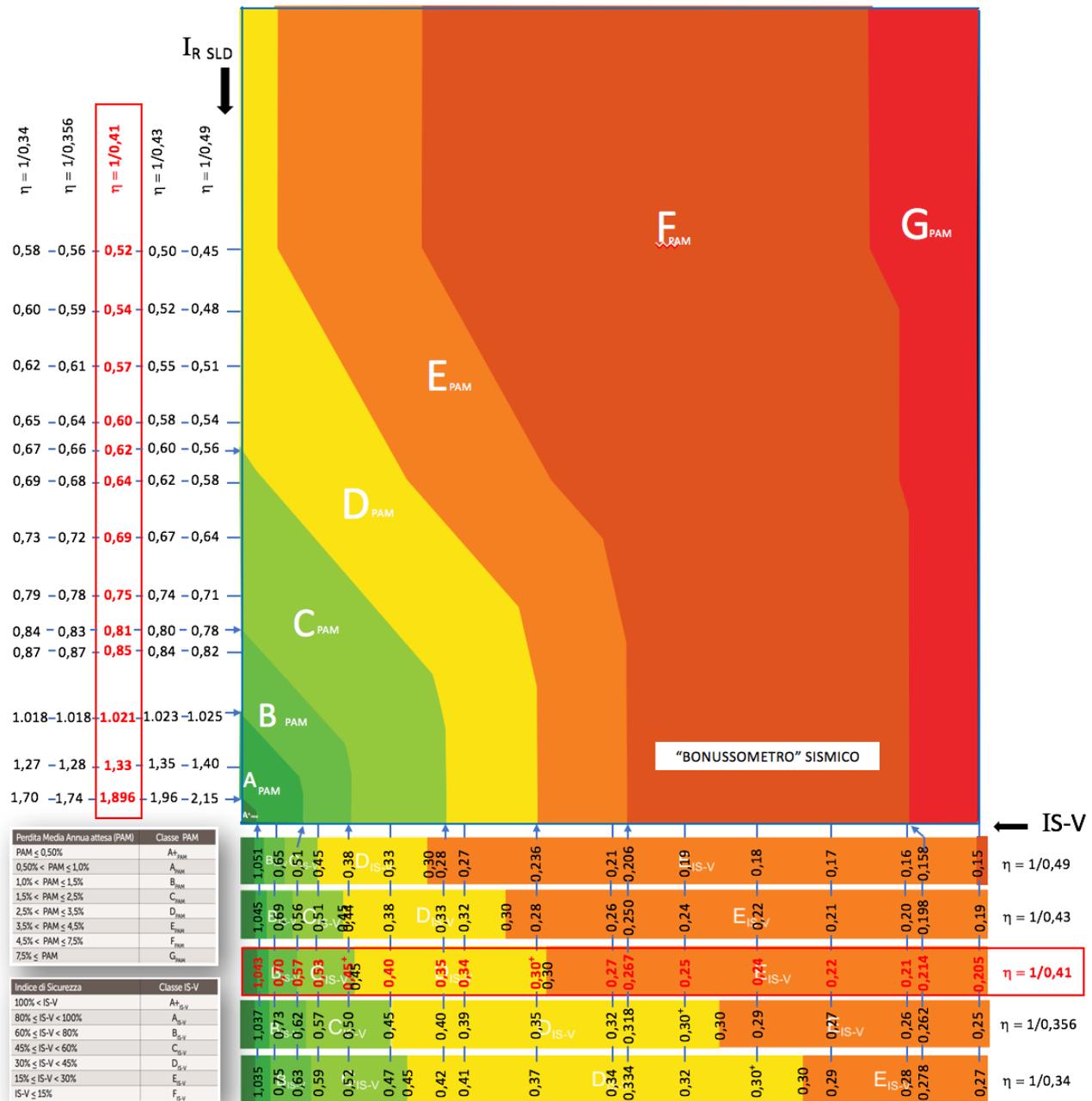


Figura 8. Classi PAM al variare dell'indice di sicurezza IS-V e dell'indice di rischio per lo SLD, $I_{R\ SLD}$, al variare di η . Sulle ascisse sono riportati gli indici IS-V con i punti di passaggio tra le varie classi IS-V. Come si può notare, in conseguenza del tipo di legame (3) tra IS-V e i periodi di ritorno, almeno fino a tutta la classe D_{IS-V} le variazioni dell'indice di sicurezza risultano molto limitate, in particolare per i casi con gli η più alti (1/0,34 e 1/0,356) (grafici e valori riportati in [9]).

Come si può notare da un primo esame dei valori, l'insieme è piuttosto variegato: ci sono edifici con $I_{R\ SLD}$ e IS-V elevati ed altri con valori di IS-V piuttosto bassi, intorno a 0,30.

Dai valori degli indici $I_{R\ SLD}$ e IS-V, tramite la (1) nella quale si è assunto per η il valore standard indicato dalle Linee Guida ($\eta = 1/0,41$), si possono ricavare i periodi di ritorno $T_{R\ SLD}$ e $T_{R\ SLV}$ e da questi i valori delle frequenze $\lambda_{SLV} = 1/T_{R\ SLV}$ e $\lambda_{SLD} = 1/T_{R\ SLD}$ per ciascun edificio (Tabella IV).

N. edificio	Tipologia costruttiva	PGA^C_{SLD}	PGA^C_{SLV}	PGA^D_{SLD}	PGA^D_{SLV}	I_{RSLD}	IS-V
1	Mattoni semipieni Solai in latero-cemento	0,255	0,39	0,091	0,228	2,80	1,71
2	PT: blocchi squadrati; P1e P2: mattoni e malta cementizia Solai in latero-cemento.	0,07	0,19	0,070	0,170	1,00	1,12
3	Muratura in blocchi di laterizio Solai in latero-cemento	0,272	0,272	0,073	0,170	3,73	1,60
4	Muratura in blocchi di laterizio Solai in latero-cemento	0,441	0,441	0,092	0,225	4,79	1,96
5	Muratura di pietrame e solai flessibili	0,08	0,101	0,065	0,153	1,23	0,66
6	Muratura di pietrame Solai flessibili	0,078	0,078	0,103	0,260	0,76	0,30
7	Muratura pietrame listata Solai in latero-cemento	0,081	0,081	0,104	0,261	0,78	0,31

Tabella III – Edifici di esempio: caratteristiche e valori degli indici di rischio I_{RSLD} e di sicurezza IS-V.

N. edificio	I_{RSLD}	IS-V	T_{RSLD}	T_{RSLV}	λ_{SLD} %	λ_{SLV} %
1	2,80	1,71	617,21	1759,15	0,162	0,057
2	1,00	1,12	50,00	623,03	2,000	0,161
3	3,73	1,60	1236,67	1494,68	0,081	0,067
4	4,79	1,96	2286,09	2451,96	0,044	0,041
5	1,23	0,66	82,97	172,49	1,205	0,580
6	0,76	0,30	25,38	25,20	3,9402	3,9685
7	0,78	0,31	27,18	27,37	3,679	3,654

Tabella IV – Edifici di esempio: periodi di ritorno e frequenze di ricorrenza.

Per calcolare l'indice PAM si può applicare l'espressione fornita dalle Linee Guida, oppure seguire il percorso indicato nella Tabella II dove, in pratica, si tratta solo di vedere, colonna per colonna, partendo da sinistra, in quale, tra le diverse situazioni possibili, si trova l'edificio in esame.

Ad esempio, per l'edificio n. 6 si hanno, come dati di partenza: $\lambda_{SLV} = 0,039685$ e $\lambda_{SLD} = 0,039402$.

Considerando tali valori si entra nella prima casella della prima colonna (Figura 9), essendo $\lambda_{SLV} < 0,1$. Da qui, si passa nella seconda colonna, perché λ_{SLV} è maggiore di λ_{SLD} , e poi, essendo $1,67 \lambda_{SLD} = 0,065801$, si passa nella terza colonna dove λ_{SLV} è minore di $1,67 \lambda_{SLD}$. Ultimo passo (quarta colonna): il nostro λ_{SLD} è minore di $0,05998$ e quindi siamo nel caso 4. Applicando ora i coefficienti a, b e c all'espressione $PAM = a \lambda_{SLV} + b \lambda_{SLD} + c$ si trova $PAM = 0,00367$. Essendo tale valore compreso tra il 3,5% ed il 4,5%, la classe PAM dell'edificio n. 6 è la E_{PAM} .

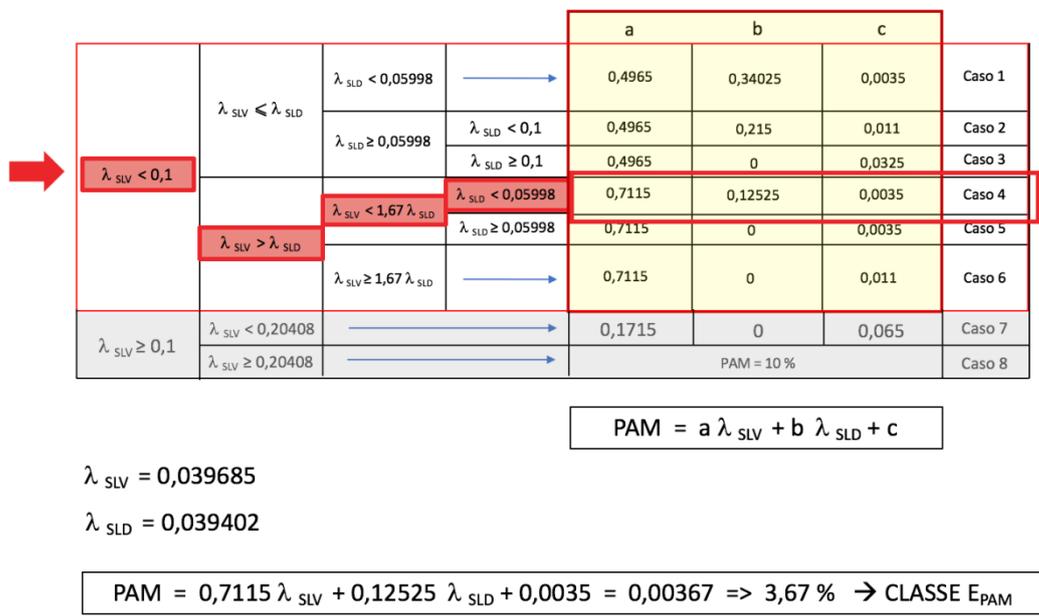


Figura 9. Calcolo dell'indice PAM per l'edificio n.6.

Se ci interessa solo individuare la classe PAM dell'edificio n.6, senza fare alcun calcolo si può usare il grafico di Figura 3, entrando con i valori delle frequenze di ricorrenza (Figura 10).

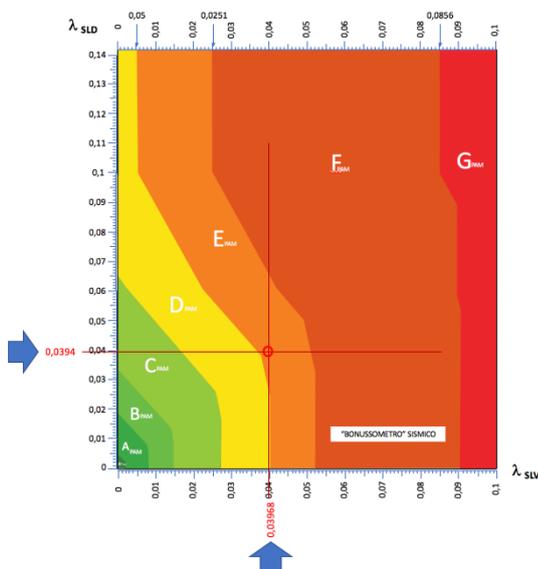


Figura 10. Classificazione PAM per l'edificio 6 attraverso le frequenze.

In modo del tutto analogo si possono calcolare i PAM degli altri edifici. I risultati sono riportati nella Tabella V. La classe sismica di ciascun edificio (evidenziata in Tabella) è la peggiore tra quella PAM e quella IS-V.

N. edificio	I_{RSLD}	IS-V	T_{RSLD}	T_{RSLV}	λ_{SLD} %	λ_{SLV} %	PAM %	CLASSE PAM	CLASSE IS-V
1	2,80	1,71	617,21	1759,15	0,162	0,057	0,43	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
2	1,00	1,12	50,00	623,03	2,000	0,161	1,11	B _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
3	3,73	1,60	1236,67	1494,68	0,081	0,067	0,41	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
4	4,79	1,96	2286,09	2451,96	0,044	0,041	0,38	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
5	1,23	0,66	82,97	172,49	1,205	0,580	1,05	B _{PAM}	B _{IS-V}
6	0,76	0,30	25,38	25,20	3,9402	3,9685	3,67	E _{PAM}	D _{IS-V}
7	0,78	0,31	27,18	27,37	3,679	3,654	3,41	D _{PAM}	D _{IS-V}

Tabella V. Edifici di esempio: classificazione sismica.

Per gli edifici con le classi peggiori si tratterebbe ora di progettare gli interventi necessari per migliorare la classe sismica, e poi, con i nuovi valori degli indici di sicurezza e di rischio per lo SLD dobbiamo ripetere quanto fatto in precedenza determinando così le nuove classi sismiche. Non verrà fatto però in questa sede, perché sarebbero, almeno per il calcolo degli indici PAM, solo ripetizioni di quanto già detto.

Qui si vogliono invece esaminare i risultati che avremmo ottenuto, sempre per i sette edifici di esempio, se avessimo utilizzato la possibilità, contemplata dalle Linee Guida, di usare i valori di η definiti in funzione della massima accelerazione prevista nel sito in esame.

Consideriamo, a titolo esemplificativo, le diverse situazioni di questi edifici se si trovassero a Cosenza ($\eta = 0,49$) oppure a Milano ($\eta = 1/0,34$) e le differenze di classificazione rispetto al caso di $\eta = 1/0,41$.

Cambiando i valori di η evidentemente cambiano i periodi di ritorno, valutati sempre mediante la (1), e quindi cambiano le frequenze ed in ultima analisi, gli indici e le classi PAM.

La Tabella VI riassume i valori trovati per questi sette edifici, nell'ipotesi che si trovino o a Milano o a Cosenza. Come si può notare, la classe PAM peggiora, anche di due gradini (da D_{PAM} a F_{PAM}), per gli edifici più problematici (IS-V più basso) ma solo per la zona con $\eta = 1/0,34$ (Milano), ovvero quella sismicamente meno "rischiosa". Nella zona con $\eta = 1/0,49$ (Cosenza), ovvero quella sismicamente più pericolosa (dove quindi ci sono gli edifici che dovrebbero essere più interessati dal sismabonus) si ha addirittura un miglioramento di classe, da E_{PAM} a D_{PAM} .

Si pensi allora, per il caso milanese e relativamente all'edificio 7, a due tecnici diversi, uno che adotta $\eta = 1/0,41$ l'altro che assume $\eta = 1/0,34$. Il primo si deve confrontare con un edificio di classe D, il secondo con un edificio (ma in realtà è lo stesso edificio!) di classe F. Gli interventi che ne deriveranno per salire di due classi, in generale, saranno quantitativamente e qualitativamente diversi, tenendo conto dei diversi modi di contribuire degli incrementi di rigidità rispetto agli incrementi di capacità, per portare l'edificio dalla classe F alla D piuttosto che dalla D alla B.

Discorso analogo per due tecnici a Cosenza che si occupassero dell'edificio 6: se il primo adotta $\eta = 1/0,41$ ha un edificio classificato E; se l'altro usa $\eta = 1/0,49$ ha un edificio di classe D. Per salire di due classi, ciascuno dei due tecnici potrebbe seguire, in generale, strategie diverse.

Quanto appena detto è certamente più significativo nel caso di edifici in c.a..

N. edificio	$T_{RSLD MI}$	$T_{RSLV MI}$	$T_{RSLD CS}$	$T_{RSLV CS}$	PAM MI %	PAM CS %	PAM STANDARD %	CLASSE PAM MI	CLASSE PAM CS	CLASSE PAM 0,41	CLASSE IS-V
1	1035	2303	409	1420	0,4039	0,468	0,43	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{IS-V}
2	50,00	658	50	596	1,105	1,11	1,11	B_{PAM}	B_{PAM}	B_{PAM}	A^+_{IS-V}
3	2393	1892	732	1239	0,3906	0,4368	0,41	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{IS-V}
4	5022	3437	1224	1875	0,3739	0,4042	0,38	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{PAM}	A^+_{IS-V}
5	92	140	76	203	1,0734	1,036	1,05	B_{PAM}	B_{PAM}	B_{PAM}	B_{IS-V}
6	22	13	28	40	6,0829	2,77	3,67	F_{PAM}	D_{PAM}	E_{PAM}	D_{IS-V}
7	23	15	30	43	5,547	2,62	3,41	F_{PAM}	D_{PAM}	D_{PAM}	D_{IS-V}

Tabella VI. Edifici di esempio: classificazione sismica.

La Figura 11 mostra, in modo schematico e relativamente all'edificio 7, le differenze in termini di incrementi di IS-V e di I_{RSLD} necessari per i due casi prima descritti.

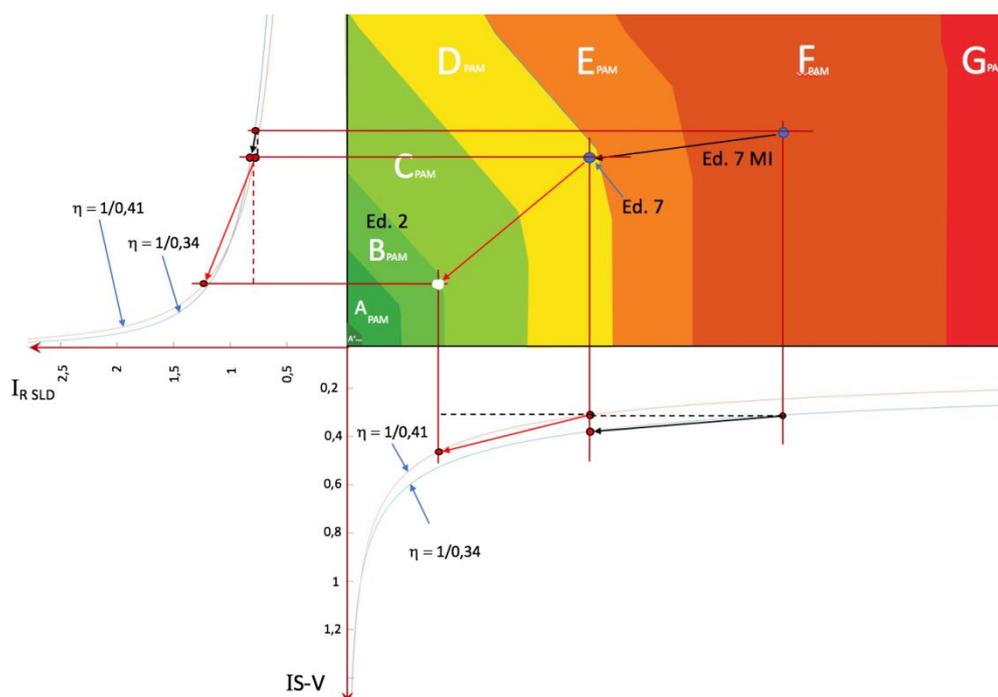


Figura 11. Gli interventi necessari per salire di due classi risultano differenti, per lo stesso edificio (il n. 7 degli esempi) pensato a Milano, se per valutare la sua classe iniziale si è assunto, per η , il valore di $1/0,34$, oppure quello di $1/0,41$. Nel primo caso, per passare dalla classe F_{PAM} alla classe D_{PAM} sarà sufficiente raggiungere i valori di IS-V e I_{RSLD} dello stesso edificio, ma con $\eta = 1/0,41$. Nel secondo caso gli incrementi richiesti per passare dalla classe D_{PAM} alla classe B_{PAM} gli incrementi sono ben diversi. Se l'edificio fosse in c.a. questo potrebbe suggerire strategie di intervento sostanzialmente differenti.

Forse, anche perché non si richiederebbe alcun onere computazionale aggiuntivo, sarebbe opportuno, in una eventuale futura revisione delle Linee Guida, uniformare tali comportamenti, stabilendo per η un valore convenzionale eguale per tutti (ad esempio $1/0,41$) oppure chiedendo l'utilizzo del valore di

η corrispondente alla zona in cui ci si trova (soluzione certo più in linea con i modelli probabilistici delle norme tecniche), eliminando l'attuale "elasticità" che può favorire artifici numerici che poco hanno a che fare con la riduzione del rischio sismico in Italia.

5 METODO SEMPLIFICATO: RIFLESSIONI, ESEMPI E CONFRONTI

5.1 Metodo convenzionale o metodo semplificato?

La domanda è puramente retorica. Come già detto in [8], con il metodo semplificato ci troviamo agli antipodi – dal punto di vista della conoscenza dell'edificio e della sua risposta - rispetto a quanto si può fare con il metodo convenzionale e la sua introduzione è legata alla volontà di coinvolgere tutte le diverse categorie professionali e favorire quindi la diffusione più ampia possibile del sismabonus.

Per fare un'analisi con questo metodo, basato sulla classificazione macrosismica EMS-98 dei terremoti (notare: dei terremoti, non degli edifici...) basta davvero poco, ma il risultato che si ottiene, ovvero la classe di rischio, ha una validità di tipo statistico (ricordiamoci la storia dei due polli e delle due persone...) e con riferimento a quelle poche e schematiche tipologie costruttive definite nell'EMS-98¹.

In altri termini, la classificazione EMS-98 c'entra davvero poco con la valutazione della sicurezza dell'edificio in esame.

D'altra parte, tale metodologia è nata per valutare l'intensità di un terremoto in una determinata zona basandosi sull'osservazione dei danni prodotti sulle costruzioni della zona in questione e certo non è stata ideata, né tanto meno strutturata, per valutare la sicurezza strutturale di un edificio.

Nell'EMS-98 le costruzioni sono state suddivise in modo grossolano, per necessità di semplificazione, considerando edifici in: *pietra senza legante; mattoni di terra cruda; pietra sbazzata; pietra massiccia (???)*; *mattoni e pietra lavorata*; mattoni e solai di elevata rigidezza; muratura rinforzata e/o confinata.

Quanto sopra non può certo rappresentare, se non in modo limitato e riduttivo, la grande varietà delle tipologie edilizie e delle qualità murarie delle costruzioni che abbiamo in Italia. Basti considerare la voce "edifici in muratura di pietra sbazzata", che nel sismabonus viene inserita, basandosi sull'EMS-98, nella classe di vulnerabilità V_5 , una delle peggiori. In realtà, dentro questa definizione possono rientrare numerose tipologie murarie e costruttive, ciascuna con il suo diverso comportamento meccanico (in alcuni casi, davvero buono).

In ogni caso, attraverso questo percorso non è possibile cogliere le effettive carenze di un edificio e se si fanno interventi senza conoscere le problematiche reali si rischia di non raggiungere i risultati voluti.

Per fare un esempio: un edificio in muratura di mattoni e solai rigidi a L'Aquila verrebbe inserito d'ufficio, in base al metodo semplificato, in classe V_3 e grazie a qualche intervento locale, finanziato dal sismabonus, passerebbe, sempre d'ufficio, in classe V_2 , diventando così un edificio di buona qualità (classe di rischio: B^*). Tutto ciò a prescindere dalle sue effettive problematiche strutturali, che non conosciamo affatto, avendolo esaminato in modo grossolano, solo come tipologia costruttiva.

Potrebbe trattarsi di muratura di mattoni tessuta male, ovvero non a regola d'arte, o di spessore inadeguato, o con altezza di interpiano o distanza tra i muri ortogonali eccessive, con aperture che riducono i maschi murari o vicine ai cantonali, con vuoti significativi, canne fumarie, nicchie, etc.. Tutto questo sfugge all'analisi, per il semplice fatto che, seguendo questo metodo, non viene fatta alcuna analisi.

In ogni caso, dato che questa è una delle possibilità fornite dalle Linee Guida, valutiamo qui i risultati che si possono conseguire da questo metodo, tenendo però ben presenti i suoi (rilevantissimi) limiti e soprattutto evitando ogni possibile confusione tra quanto si può ottenere seguendo questo percorso ed il livello di sicurezza dell'edificio in esame.

Per i tecnici "addetti ai lavori" quanto appena detto è certo del tutto evidente; ma se si esce fuori dai nostri ambienti si rischiano equivoci ed usi inappropriati. È quanto sembra stia accadendo – almeno a

¹ La scala macrosismica EMS98 (evoluzione della EMS92) nasce in ambito europeo ad opera, essenzialmente, di sismologi, interessati a valutare le intensità dei sismi sulla base delle osservazioni dei danni che avevano prodotto. Come confermato ad uno degli autori (A. Borri) sia dalla Prof.ssa Caterina Carocci, che dal Prof. Mauro Dolce (entrambi facevano parte di quel gruppo, insieme al compianto Prof. Antonino Giuffrè) i contributi degli strutturalisti furono circoscritti ad alcune indicazioni sui danni alle diverse tipologie delle costruzioni colpite dai sismi in Italia, senza alcun approfondimento sui tipi murari. Si comprende quindi come mai, nell'EMS98, la differenziazione delle tipologie murarie sia così limitata.

giudicare da alcuni annunci giornalistici - in tema di certificato di idoneità statica, argomento tornato alla ribalta dopo il recente tragico crollo di Torre Annunziata. A chi ipotizza che per una certificazione di idoneità possa andare bene quanto fatto per il sismabonus bisognerà dire molto chiaramente che solo uno dei due metodi proposti (quello convenzionale) va bene, per evitare che si possa confondere un metodo come quello semplificato, di natura essenzialmente statistica e nato per incentivare interventi di riduzione del rischio sismico, con una verifica di sicurezza.

5.2 Esempi e confronti con i risultati del metodo convenzionale

Utilizzando il metodo semplificato è immediato trovare, attraverso le tabelle contenute nelle Linee Guida (riportate, per completezza, in Figura 12) le classi di rischio per i sette edifici di esempio. Anche qui però conta la zona nella quale si trovano queste costruzioni, e quindi per esaminarne l'influenza, sono stati considerati edifici con le stesse caratteristiche, ma posti in città differenti: Milano (zona 3), Perugia (zona 2) e Cosenza (zona 1).

I risultati sono riportati nella Tabella VII.

Tipologia di struttura	Classe di vulnerabilità					
	V ₆ (=A _{FMS})	V ₅ (=B _{FMS})	V ₄ (=C _{FMS})	V ₃ (=D _{FMS})	V ₂ (=E _{FMS})	V ₁ (=F _{FMS})
MURATURA Muratura di pietra senza legante (a secco)	○					
Muratura di mattoni di terra cruda (adobe)	○—					
Muratura di pietra sbazzata	┤---○					
Muratura di pietra massiccia per costruzioni monumentali	┤---○—					
Muratura di mattoni e pietra lavorata	┤---○---					
Muratura di mattoni e solai di rigidità elevata	┤---○---					
Muratura rinforzata e/o confinata	┤---○---					

Classe di Rischio	PAM	Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
A+*	PAM ≤ 0,50%				V ₁ ÷ V ₂
A*	0,50% < PAM ≤ 1,0%			V ₁ ÷ V ₂	V ₃ ÷ V ₄
B*	1,0% < PAM ≤ 1,5%	V ₁	V ₁ ÷ V ₂	V ₃	V ₅
C*	1,5% < PAM ≤ 2,5%	V ₂	V ₃	V ₄	V ₆
D*	2,5% < PAM ≤ 3,5%	V ₃	V ₄	V ₅ ÷ V ₆	
E*	3,5% < PAM ≤ 4,5%	V ₄	V ₅		
F*	4,5% < PAM ≤ 7,5%	V ₅	V ₆		
G*	7,5% ≤ PAM	V ₆			

Figura 12. Tabelle delle Linee Guida, attraverso le quali si valutano, secondo il metodo semplificato, le classi di vulnerabilità e le classi di rischio.

N. edificio	Tipologia costruttiva	CLASSE DI VULNERAB.	CLASSE DI RISCHIO MI	CLASSE DI RISCHIO PG	CLASSE DI RISCHIO CS
1	Mattoni semipieni Solai in latero-cemento	V ₄	C*	D*	E*
2	PT: blocchi squadrati; P1e P2: mattoni e malta cementizia Solai in latero-cemento.	V ₄	C*	D*	E*
3	Muratura in blocchi in laterizio Solai in latero-cemento	V ₄	C*	D*	E*
4	Muratura in blocchi in laterizio Solai in latero-cemento	V ₄	C*	D*	E*
5	Muratura di pietrame e solai flessibili	V ₅	D*	E*	F*
6	Muratura di pietrame Solai flessibili	V ₅	D*	E*	F*
7	Muratura pietrame listata Solai in latero-cemento	V ₅	D*	E*	F*

Tabella VII. Edifici di esempio: classi di rischio secondo il metodo semplificato per i sette edifici di esempio, pensati in tre diverse città (Milano, Perugia e Cosenza).

N. edificio	CLASSE PAM MI	CLASSE PAM PG	CLASSE PAM CS	CLASSE IS-V
1	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
2	B _{PAM}	B _{PAM}	B _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
3	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
4	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{PAM}	A ⁺ _{IS-V}
5	B _{PAM}	B _{PAM}	B _{PAM}	B _{IS-V}
6	F _{PAM}	D _{PAM}	D _{PAM}	D _{IS-V}
7	F _{PAM}	D _{PAM}	D _{PAM}	D _{IS-V}

Tabella VIII. Edifici di esempio: classi PAM e IS-V per i sette edifici pensati in tre diverse città (Milano, Perugia e Cosenza).

MILANO		METODO SEMPLIFICATO							
		A+*	A*	B*	C*	D*	E*	F*	G*
METODO CONVENZIONALE	A+				Ed. 1 Ed. 3 Ed. 4				
	A								
	B				Ed. 2	Ed. 5			
	C								
	D								
	E								
	F					Ed. 6 Ed. 7			
G									

PERUGIA		METODO SEMPLIFICATO							
		A+*	A*	B*	C*	D*	E*	F*	G*
METODO CONVENZIONALE	A+					Ed. 1 Ed. 3 Ed. 4			
	A								
	B					Ed. 2	Ed. 5		
	C								
	D						Ed. 6 Ed. 7		
	E								
	F								
G									

COSENZA		METODO SEMPLIFICATO							
		A+*	A*	B*	C*	D*	E*	F*	G*
METODO CONVENZIONALE	A+						Ed. 1 Ed. 3 Ed. 4		
	A								
	B						Ed. 2	Ed. 5	
	C								
	D							Ed. 6 Ed. 7	
	E								
	F								
G									

Figura 13. Confronto tra gli esiti del metodo convenzionale e quelli del metodo semplificato, per i sette edifici di esempio pensati in tre diverse città (Milano, Perugia o Cosenza). Se concordi, i risultati dovrebbero stare sulla diagonale (evidenziata).

Come si può notare, le classi di rischio peggiorano sostanzialmente, a prescindere dall'IS-V effettivo (che seguendo questo metodo non viene considerato) passando da zone sismicamente meno pericolose a zone più pericolose. Questo fatto ha una logica indiscutibile. Maggiori perplessità sorgono nel constatare che tutti e tre gli edifici classificati A+ con il metodo convenzionale sono finiti, nella migliore delle ipotesi (a Milano) in classe di rischio C e, negli altri casi, in classe D od E.

La Tabella VIII riassume le classi PAM e IS-V per i sette edifici pensati nelle tre diverse città, valutati con il metodo convenzionale con i relativi η : Milano ($\eta = 1/0,34$), Perugia ($\eta = 1/0,43$) o Cosenza ($\eta = 1/0,49$).

Se si confrontano i risultati dei due metodi per la classificazione, si trova quanto sintetizzato nelle matrici di Figura 13. Come ci si aspettava, le correlazioni sono inesistenti. Si può osservare poi che nelle zone più sismiche il metodo semplificato sottostima pesantemente le effettive capacità degli edifici. Il risultato potrebbe essere quello di spingere a fare interventi – seppure di tipo locale - a edifici che in realtà non ne hanno alcun bisogno.

Ma la situazione peggiore è quella degli edifici che hanno indici IS-V bassi pur trovandosi in zone sismicamente meno pericolose, il che significa che hanno capacità davvero minimali. Ad esempio, gli edifici 6 e 7 (IS-V = 0,30 e 0,31) se fossero a Milano avrebbero una capacità di soli 0,015g (e già il vento potrebbe essere un problema...). In questi casi, il metodo semplificato sovrastima notevolmente le possibilità di queste costruzioni e gli interventi che verranno fatti, dovendo essere di tipo locale, non sempre elimineranno quelle problematiche che portavano ad indici di sicurezza così modesti nei confronti delle azioni orizzontali.

Ovviamente, quanto detto si basa comunque solo sui pochi esempi esaminati e certo andrebbe verificato su un campione più ampio e più vario.

6 CONCLUSIONI

Gli incentivi fiscali associati alla riduzione del rischio sismico attraverso il meccanismo del sismabonus rappresentano una occasione molto importante ed economicamente conveniente, in particolare per gli edifici situati nelle zone sismicamente più pericolose.

Con la presente nota si è cercato di dare un contributo nella direzione di una maggiore comprensione dei risultati ottenibili con i metodi indicati dalle Linee Guida, evidenziando, in particolare, i limiti del metodo semplificato e presentando qualche perplessità per la non univocità della procedura indicata dalle Linee Guida, e quindi per le differenze nei risultati che si possono ottenere grazie a scelte operabili con discrezionalità non sempre giustificabili. Tali differenze, già rilevanti, potrebbero essere anche maggiori qualora si procedesse al calcolo dell'indice PAM utilizzando i valori di λ_{SLC} e λ_{SLO} derivanti dal calcolo e non dalle formulazioni semplificate (2).

Infine, pur essendo in un'epoca nella quale non mancano certo gli strumenti (programmi e app) per calcolare qualsiasi cosa, i grafici qui presentati consentono di avere in modo immediato un'idea della classe sismica dell'edificio in esame e dei percorsi che si possono seguire per la sua riduzione.

AVVERTENZA

Per quanto sia stata posta la massima cura ed attenzione nella preparazione del presente testo e dei suoi contenuti grafici e numerici, potrebbero essere rimasti errori od imprecisioni. Pertanto, l'utilizzo delle espressioni e dei grafici presentati non va inteso come sostitutivo di quanto indicato nel testo del Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 28/2/2017 e ss.mm.ii.

RINGRAZIAMENTI

I grafici riportati in [9] come allegato all'articolo sono stati elaborati dall'Arch. Paolo Tognaccini del Centro Studi Mastrodicasa.

REFERENCES

1. D.M. del 28/2/2017 n. 58 – “*Sismabonus – Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni*” – M_Inf.GABINETTO.REG_DECRETI.R.0000058.28-02-2017.
2. D.M. 07 marzo 2017 n. 65 – “Modifiche al D.M. n. 58 del 28/2/2017” M_INF.GABINETTO.REG_DECRETI.R.0000065.07-03-2017.^[1]_[SEP]
3. Braga, F., 2017. “Classificazione del rischio sismico: il commento del Prof. Franco Braga, Presidente Anidis” – articolo web sito: ingenio-web.it del 22/03/2017.
4. Moroni, C., 2017– “Classificazione del rischio sismico degli edifici: il calcolo, i rischi e le sfide” – articolo web sito: ingenio-web.it del 23/03/2017.
5. Cosenza, E., Prota, A., Di Ludovico, M., Del Vecchio, C., 2017. “Il metodo convenzionale^[1] per classificare il rischio sismico delle costruzioni”, COSTRUIRE IN LATERIZIO, N. 171.
6. Dolce, M., Moroni, C., 2017. “Classificazione del Rischio sismico: perché considerare due indici?” – articolo web sito: ingenio-web.it del 24/7/2017.
7. Borri, A., De Maria, A., 2011. “Un Protocollo metodologico per la Certificazione Sismica degli edifici”, Convegno ANIDIS, Bari.
8. Borri, A., 2017. “ Sismabonus: molte luci e qualche ombra” - articolo web sito: ingenio-web.it del 19/7/2017.
9. Sito: www.mastrodicasa.com (in: “Documentazione” → “Articoli tecnici”)

Le Linee Guida per la classificazione e la relativa procedura per l’ottenimento del cosiddetto “sismabonus” si inseriscono nel filone delle tematiche relative alla valutazione e alla riduzione del rischio sismico per gli edifici esistenti. Considerate le diverse competenze tecniche coinvolte nel sismabonus e l’uso, in tale procedura, dei concetti di “frequenza di ricorrenza” e “periodi di ritorno” (non sempre familiari per tutte le categorie interessate) si ricordano qui alcuni dei principi che stanno alla base della valutazione in campo probabilistico della sicurezza sismica per un edificio.

Come noto, la normativa tecnica vigente, ovvero le NTC 2008 con la relativa circolare, tratta il tema sismico seguendo un approccio di tipo probabilistico. In particolare, la procedura di valutazione del rischio sismico di una costruzione si basa sui concetti di vita nominale V_N (“... numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata”) e di probabilità di superamento p_{V_T} dell’azione sismica in un dato arco temporale di riferimento V_R .

Tale periodo si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per un coefficiente C_U , variabile da 0,7 (edifici con limitata presenza di persone) a 2 (edifici strategici), che tiene conto della rilevanza (classe d’uso) dell’opera.

La probabilità di superamento p_{V_T} (nella vita di riferimento V_R) dell’azione sismica corrispondente al raggiungimento di un determinato stato limite (ad esempio quello della salvaguardia della vita, SLV) è stata fissata, in modo convenzionale, dalle norme: ad esempio il 10% per lo SLV.

In definitiva, la prestazione corrispondente allo SLV si considera ottenuta quando la struttura è in grado di resistere ad una azione che ha probabilità pari al 10% di essere superata durante la sua vita di riferimento V_R .

La probabilità di superamento viene calcolata utilizzando la distribuzione di Poisson (detta anche “legge degli eventi rari”):

$$p(n) = [(\lambda V_R)^n e^{-\lambda V_R}] / n! \quad (A.1)$$

dove:

V_R è il periodo di tempo considerato;

$p(n)$ è la probabilità che si verifichi un numero n di eventi nel periodo di tempo V_R ;

λ è la frequenza di ricorrenza media dell’evento, assunta costante, e il suo inverso, $T_R = 1/\lambda$, è il cosiddetto “periodo di ritorno” di quel dato evento.

Tale distribuzione considera gli eventi indipendenti tra di loro e dalla loro storia precedente ed è stata utilizzata in moltissimi campi e per le più diverse applicazioni², quando fosse disponibile una (possibilmente solida ed esauriente) statistica capace di fornire le frequenze λ .

Qui risiede forse uno dei maggiori limiti dell’applicazione della distribuzione di Poisson ai problemi sismici: anche ammettendo – per quanto difficile – che il processo “non abbia memoria” (cioè che ciascun evento sia indipendente da quelli precedenti) le osservazioni dalle quali sono state ricavate le frequenze di ricorrenza si basano su periodi di tempo piuttosto limitati, se si tiene conto che la storia dei sismi si perde nella notte dei tempi, mentre i cataloghi sismici di cui disponiamo si riferiscono agli eventi degli ultimi 1000-2000 anni (con le incertezze che peraltro si possono facilmente immaginare).

In ogni caso, la normativa attuale si basa su questa metodologia e dunque, la probabilità che si verifichi almeno un evento nel periodo V_R , detta “probabilità di superamento”, viene calcolata tramite la (A.1) nell’ipotesi di avere almeno un evento ($n>0$):

² Una delle prime, che citiamo qui per sottolineare il carattere probabilistico del metodo, è stata quella del 1898 di tale Bortkiewicz, che pubblicò uno studio sui decessi di soldati dell’esercito prussiano in seguito a calcio di cavallo. Aveva a disposizione una casistica di 20 anni per 10 reggimenti, e considerando gli eventi indipendenti tra di loro, valutò la probabilità che si verificassero ulteriori eventi in un determinato periodo.

$$p_{Vr} = p(n>0) = 1 - p(n=0) = 1 - e^{-\lambda V_R} \quad (A.2)$$

Se si fissano i valori di p_{Vr} e di V_R per ciascuno stato limite (e così fanno le NTC 2008) si può ottenere λ e quindi T_R :

$$\lambda = -\ln(1 - p_{Vr}) / V_R ; T_R = -V_R / \ln(1 - p_{Vr}) \quad (A.3)$$

o anche, se si vuole esplicitare V_R :

$$V_R = -\ln(1 - p_{Vr}) / \lambda = -\ln(1 - p_{Vr}) T_R \quad (A.4)$$

Essendo $V_R = V_N C_U$, in generale si ha:

$$\lambda = -\ln(1 - p_{Vr}) / (V_N C_U) \quad (A.5)$$

$$V_R = V_N C_U = -\ln(1 - p_{Vr}) / \lambda = -\ln(1 - p_{Vr}) T_R \quad (A.6)$$

Ad esempio, per un edificio ordinario ($C_U=1$) le NTC 2008 assumono un periodo di riferimento di 50 anni (vita di riferimento = vita nominale) e, per lo SLV, $p_{Vr} = 0,1$.

Dalla (A.5) si può ricavare: $\lambda = 0,0021072$ e quindi $T_R = T_{R\ SLV} = 475$ anni e questo significa che il sisma che ha probabilità del 10% di superamento nell'arco di 50 anni è quello che ha un periodo di ritorno di 475 anni, ovvero una frequenza di ricorrenza media annua di poco superiore al 2 per mille.

Definendo, per i vari stati limite, le diverse probabilità di superamento e per le diverse tipologie di costruzioni, diversi valori di vita nominale e coefficienti di uso, le NTC stabiliscono, di fatto, gli standard da rispettare (e quindi il cosiddetto "rischio accettabile") dal punto di vista del rischio sismico, sia per il singolo individuo che per la collettività.

I colleghi sismologi, analizzando le storie sismiche dei diversi siti ed applicando la distribuzione probabilistica poissoniana prima richiamata, hanno valutato (ed i valori sono riportati in una delle Appendici delle NTC) zona per zona i parametri sismici da utilizzare per le verifiche: a_g accelerazione orizzontale massima del terreno; F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; e T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Operativamente, per il tecnico incaricato di valutare la sicurezza sismica di un edificio si tratta di valutare l'accelerazione che porta allo stato limite considerato la costruzione in esame, ovvero la sua "capacità", e confrontarla con quella di riferimento per la zona su cui si trova l'edificio – la cosiddetta "domanda", tenendo conto anche degli altri fattori (topografici, del terreno etc.) che possono modificarla. Il rapporto tra capacità e domanda è usualmente chiamato "indice di rischio" e per gli edifici nuovi questo rapporto deve essere maggiore o al più eguale ad uno.

Il fatto che a "indici di rischio" maggiori corrispondano condizioni di sicurezza migliori non è certo molto coerente con la logica, e così, come vedremo, le Linee Guida per la classificazione cambiano il nome a quel rapporto capacità/domanda (PGA_C/PGA_D), chiamandolo - per lo stato limite di salvaguardia della vita - "indice di sicurezza" IS-V.

Questo nome è certamente più intuitivo e coerente del precedente, anche se la parola "sicurezza" potrebbe far pensare, specie ai non addetti ai lavori una cosa diversa da quella che è in realtà. Ad esempio, se si afferma che una determinata costruzione ha un indice di sicurezza, relativamente agli aspetti sismici, pari a 1, il "comune pensare" associa quella situazione ad una condizione limite sotto la quale non si deve scendere: valori inferiori ad 1 non appaiono "sicuri", ed invece è del tutto usuale, in ambito sismico, accettare per le costruzioni esistenti valori del rapporto capacità/domanda ben inferiori all'unità.

La cosa migliore – per la comprensibilità di tutti - forse sarebbe chiamare questo rapporto "indice di adeguatezza", perché questo è il suo significato, ovvero ci dice quanto è adeguato quell'edificio rispetto alla sismicità della zona su cui si trova, cioè quale percentuale riesce a coprire di quella domanda sismica probabilisticamente attesa per quel sito.

Comunque sia, basta intendersi, e quindi va benissimo questo termine, “indice di sicurezza”, utilizzato dalle Linee Guida per la classificazione. Il problema potrebbe essere quello di riuscire – nella malaugurata ipotesi che ci dovesse capitare - a convincere il giudice che aver accettato un “indice di sicurezza” sismica inferiore ad 1 non significa che abbiamo irresponsabilmente accettato situazioni non sicure....

Ma quello che occorre ricordare a tutti, per una serena ed utile consapevolezza della situazione, è che anche un “indice di sicurezza” eguale a uno ci copre solo in senso probabilistico (concetto difficile da far capire in un’aula di giustizia, dove noi tecnici siamo visti come i “garanti della sicurezza” a prescindere, ovvero coloro che rispondono sempre e comunque della sicurezza delle persone e non solo).

Per fare un esempio: il valore della accelerazione di riferimento (la “domanda” sismica) per una verifica allo SLV ad Amatrice era (ed è) pari a 0,259g, a Norcia 0,255g. Sappiamo bene cosa è accaduto in queste località lo scorso anno, e quali siano state le effettive accelerazioni al suolo registrate in quegli eventi; tuttavia è difficile pensare che non ci siano conseguenze (lunghe, onerosi e defatiganti strascichi giudiziari) per molti dei colleghi tecnici coinvolti nei crolli.

Considerazioni analoghe si possono fare per la frequenza media dell’evento λ , o per il suo inverso T_R , o “periodo di ritorno” del sisma, che valutiamo, in definitiva, attraverso la distribuzione di Poisson: hanno un significato puramente probabilistico e i terremoti possono avvenire, come abbiamo visto, con frequenze/intensità ben diverse da quelle ottenibili dal modello poissoniano.

In sintesi: la sicurezza è un’altra cosa....