



RISPOSTA SISMICA E INTERVENTI DI RINFORZO IN EDIFICI IN AGGREGATO

Analisi del complesso della Cittadella Agraria di Todi



Maria Eleonora Pipistrelli

RISPOSTA SISMICA E INTERVENTI DI RINFORZO IN EDIFICI IN AGGREGATO

Analisi del complesso della Cittadella Agraria di Todì

Maria Eleonora Pipistrelli

Con contributi:

Chiara Pepi, Gianluca Fagotti, Gilberto Santucci, Marcello Rinaldi, Massimiliano Giofrè

TODI, Giugno 2021

*Risposta sismica e interventi di rinforzo in edifici in aggregato:
Analisi del complesso della “Cittadella Agraria” a Todi*

Collana “I Quaderni dell’I.I.S. Ciuffelli-Einaudi di Todi”
N. 18 - Giugno 2021

Stampa: Tipografia Tuderte - Todi

ISBN: ISBN 978-88-945535-5-0



Quest'opera è stata rilasciata con licenza Creative Commons Attribuzione 4.0 Internazionale.
Per leggere una copia della licenza visita il sito web <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>.



“Quaderni dell’Istituto Ciuffelli-Einaudi di Todi” è innanzitutto un’idea che nasce per arricchire l’offerta formativa della Scuola, Polo tecnico della Media Valle del Tevere con i suoi molteplici indirizzi di studio, per qualificare la sua presenza nel territorio regionale e nel panorama culturale dell’istruzione tecnica superiore; è un’idea che vuole accompagnare i processi di innovazione tecnica e metodologica che la Scuola deve affrontare per promuovere un apprendimento significativo, in una società e in un tessuto economico in continua evoluzione; è un’idea che vuole riannodare una tradizione interrotta che ha visto l’Istituto Ciuffelli-Einaudi, nei migliori periodi della sua storia, editare materiali e riflessioni.

Tra le molteplici iniziative, ai primi del Novecento, la pubblicazione settimanale della “Gazzetta Agricola Tuderte” e, negli anni Sessanta e Settanta del secolo scorso, la pubblicazione delle “Note di tecnica agraria”.

Tanto più che, in una scuola delle competenze e del costruttivismo pedagogico, ricerca e sperimentazione devono svolgere un ruolo fondamentale, contribuendo a far sì che le attività di studio siano sempre in una relazione vitale con il mondo culturale, economico, imprenditoriale e tecnico del territorio, in un contesto sempre più europeo e globale.

In questo senso, il progetto di trasformare esperienze didattiche innovative, approfondimenti e sperimentazioni curriculari in agili pubblicazioni risponde anche alla volontà di documentare e diffondere le buone pratiche presenti nella Scuola e all’opportunità di valorizzare il lavoro svolto dai docenti.

Ricerca, sperimentazione e laboratorialità sono, infatti, le metodologie didattiche che sempre di più gli insegnanti usano per costruire percorsi efficaci di apprendimento. Percorsi che coinvolgono gli alunni in un ruolo “attivo”; dove, invece, le nozioni da ripetere non sono l’unica modalità formativa; dove i problemi dei contesti reali costituiscono una sfida per studenti e docenti, dove le metodologie dell’imparare facendo e del learning by doing (apprendimento attraverso l’esperienza concreta); del project work e role playing costituiscono altrettanti stimoli per imparare attraverso l’azione e la riflessione.

Il dirigente scolastico
Prof. Marcello Rinaldi



INDICE

Prefazione

Massimiliano Giofrè, Gianluca Fagotti, Chiara Pepi..... Pag. 7

1_GLI EDIFICI IN AGGREGATO» 10

- *Inquadramento e riferimenti normativi attuali*

- *L'analisi della vulnerabilità sismica*

2_IL CASO STUDIO: L'EX-MONASTERO DELLA CITTADELLA AGRARIA» 15

- *Lo stato attuale della porzione di aggregato a nord-est*

- *Ricostruzione storica degli interventi sull'aggregato*

- *Caratteristiche dei materiali*

- *Osservazioni preliminari sulle fasi di indagine*

3_LA MODELLAZIONE NUMERICA DEL CASO STUDIO» 41

- *La modellazione numerica degli edifici in muratura*

- *La modellazione numerica degli edifici in aggregato*

- *Considerazioni sulla modellazione numerica*

4_PROPOSTE DI INTERVENTO» 53

- *Analisi delle ipotesi progettuali*

- *Incremento della resistenza della muratura*
- *Consolidamento dei solai*
- *Consolidamento delle volte*
- *Rifacimento della copertura*
- *Consolidamento delle fondazioni*
- *Valutazione dell'efficacia delle ipotesi progettuali*

5_ **CONCLUSIONI**.....» 65

- *Risultati e sviluppi futuri*
- *Prospettive per la Cittadella Agraria*
 Gilberto Santucci.....» 67



PREFAZIONE

**Prof. Ing. Massimiliano Giofrè,
Coordinatore CdL magistrale in Ingegneria edile-Architettura**

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli
Studi di Perugia*

**Ing. Gianluca Fagotti,
Dirigente Ufficio Ricostruzione Privata**

Ufficio Speciale Ricostruzione UMBRIA

**Ing. Chiara Pepi,
Titolare Assegno di Ricerca**

*Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli
Studi di Perugia*

La conservazione del ricco patrimonio storico-architettonico presente sul territorio nazionale, in Umbria in particolare, rappresenta una delle sfide più affascinanti per ingegneri e architetti. Comprendere la natura intima dei manufatti, tentare di descriverne il comportamento strutturale, stimarne i livelli di sicurezza nei confronti degli eventi naturali come quelli sismici e ipotizzare interventi di manutenzione e recupero per garantirne la sopravvivenza nel tempo e nuovi usi, è certamente un problema complesso. Per affrontare questa complessità non si può prescindere dal coinvolgimento di una moltitudine di soggetti come le istituzioni, i professionisti, gli organi di controllo e il mondo della ricerca accademica, in un'ottica di collaborazione sinergica.

Esperienze recenti di collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Perugia e il Comune di Todi testimoniano come le buone pratiche possano condurre a risultati eccellenti e alla disponibilità di ingenti risorse economiche non sempre facilmente reperibili. Due casi esemplari sono rappresentati dal recupero del ponte "romano" in pietra nella frazione di Pesciano, intervento concluso nel 2017, e del ponte Bailey in acciaio nella frazione di Ponte Rio, in fase di aggiudicazione dei lavori.

In questo contesto le attività per le tesi di laurea dei corsi di studio del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale rappresentano un importante laboratorio di idee e suggestioni che consentono ai giovani laureandi sia di iniziare a prendere confidenza con il mondo del lavoro sia, nei casi migliori nonché più fortunati, di vedere i loro primi progetti realizzati.

Nell'ambito delle collaborazioni attive con il territorio si è avuta l'occasione di affrontare il tema della valutazione della vulnerabilità sismica dell'ex-Monastero edificio principale della Cittadella Agraria a Todi. Si tratta di una costruzione classificabile come aggregato edilizio, rappresentato nel suo insieme da cellule accostate e strutturalmente interferenti, comunemente denominate Unità Strutturali, che costituisce uno dei più caratterizzanti elementi degli insediamenti abitativi della tradizione del nostro paese.

La progettazione di interventi antisismici che riguarda gli edifici in aggregato, è uno dei temi più attuali e complessi nel campo dell'ingegneria delle strutture. La centralità di questo tema deriva dal fatto che, a seguito degli eventi sismici che nell'ultimo decennio hanno colpito il nostro paese (Abruzzo 2009, Emilia-Romagna 2012 e Centro Italia 2016), molti centri storici hanno subito ingenti danni causati dalle conseguenti azioni inerziali che hanno evidenziato le vulnerabilità di queste costruzioni formatesi nel corso dei secoli, soprattutto per esigenze abitative, produttive e commerciali.

Il tessuto urbano di molti contesti che oggi viviamo non è null'altro che la sintesi del processo di edificazione e rimaneggiamento (sopraelevazioni, intasamenti, accrescimenti) di un costruito che in origine mostrava configurazioni ben diverse da quelle odierne. La necessità di studiare questi manufatti per garantirne la conservazione è, oggi, indissolubilmente legata al fascino della conoscenza dell'evoluzione dell'edificato come processo legato al progresso tecnico e scientifico.

In questo contesto trovano terreno fertile le sinergie tra ingegneria e

architettura, sicurezza e conservazione, diagnostica strutturale e analisi numerica. È da qui che nasce e si specializza quella “scuola umbra” di riabilitazione del costruito, figlia della necessità del recupero dei molti edifici danneggiati dai numerosi eventi sismici che hanno lasciato profonde cicatrici nei nostri territori. Una scuola che integra le conoscenze acquisite sul campo dai molti professionisti che hanno operato nelle varie ricostruzioni con le ricerche all'avanguardia dell'Ateneo perugino che vengono poi trasferite con successo agli studenti dei corsi di studio del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale tra cui il Corso di Laurea magistrale in Ingegneria edile-Architettura.

È con questa consapevolezza, nonché con il desiderio di recuperare senza snaturare, che nasce il lavoro di tesi presentato in questo quaderno, che associa all'analisi storico-critica dell'edificato la volontà di andare oltre, sperimentando soluzioni alternative di analisi del costruito finalizzate alla verifica della bontà delle scelte degli interventi che, anziché basarsi su meri processi deterministici, vogliono trovare riscontri numerici a interventi strutturali ispirati essenzialmente al metodo che si basa sull'osservazione e la selezione delle migliori risposte alle azioni sismiche degli edifici in aggregato.



INQUADRAMENTO E RIFERIMENTI NORMATIVI ATTUALI

Il patrimonio edilizio nazionale all'interno dei centri storici ha visto un rapido sviluppo verso la fine del 1900, con una progressiva occupazione di ogni spazio residuale disponibile attraverso la costruzione di edifici contigui ai fabbricati esistenti, ma tipologicamente distinti da essi. Tale processo di accrescimento si è poi spostato nelle periferie, durante le espansioni urbane avvenute nel XX secolo, lasciando, tuttavia, segni profondi sull'aspetto dei centri storici che ci troviamo oggi ad abitare. Si configurano così gli aggregati edilizi, una forma peculiare del patrimonio architettonico italiano, presenti anche nel panorama tuderte, come riportato nelle immagini seguenti. I tecnici e i professionisti del settore, soprattutto negli ultimi anni, si trovano a doversi confrontare con tali sistemi costruttivi complessi che risultano ampliamenti spesso non pianificati e mal integrati nel contesto esistente.



esempio di individuazione di aggregato nel centro storico di Todi



esempio di individuazione di edifici contigui di un aggregato edilizio nel centro storico di Todi

Come riportato nella normativa vigente in materia di principi e criteri generali per la progettazione degli edifici, un aggregato è: *“il risultato di*

*una genesi articolata e sovente non unitaria, dovuta a molteplici fattori*¹. Nell'analisi di edifici facenti parte di un aggregato occorre valutare il modo in cui essi interagiscono con le porzioni adiacenti, individuando le cosiddette unità strutturali², ossia le parti componenti il complesso edilizio, definite nelle Normative tecniche per le costruzioni del 2018 (di seguito N.T.C.), di cui si riporta di seguito un breve estratto: *“L’U.S. dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi*^{3”}.

Nel caso di aggregati particolarmente estesi, le *Linee Guida per il rilievo, l'analisi ed il progetto di interventi di riparazione e consolidamento sismico di edifici in muratura in aggregato*, emanate da ReLuis e dalla Protezione Civile nell'ottobre del 2010, consigliano la suddivisione dell'aggregato in porzioni definite come Unità minime di intervento (U.M.I), che sono l'unione di più unità strutturali omogenee e sulle quali occorre intervenire in modo unitario.

Come si evince da tali definizioni, l'individuazione e l'analisi delle unità strutturali di un aggregato è un procedimento complesso, tutt'oggi oggetto di studio da parte di esperti e tecnici, nel quale subentrano molteplici fattori e livelli di valutazione. Del resto, il tema degli aggregati edilizi è entrato solo recentemente nel panorama normativo nazionale, con le prime prescrizioni inserite all'interno dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 2003, modificate poi dall'Ordinanza n. 3431 del 2005. Tali testi normativi delineano i principi di definizione delle unità strutturali, ricompresi poi nelle Norme Tecniche pubblicate negli anni successivi.

1 cfr. paragrafo C8.7.1.3.2 della circolare esplicativa n.7 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C), pubblicata il 21 gennaio del 2019.

2 indicate nel quadro normativo di riferimento attraverso l'acronimo U.S.

3 cfr. paragrafo 8.7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (N.T.C), pubblicate il 17 gennaio del 2018.

L'ANALISI DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Gran parte del patrimonio edilizio esistente in Italia comprende costruzioni che risalgono anche a decine di secoli fa, molto prima dello sviluppo della progettazione sismica. Le prime norme in tale ambito che hanno delineato i principi cardine della normativa tutt'oggi utilizzata sono state stilate nel 1996, in seguito ridefinite e ampliate nel 2003 con la relativa Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri⁴ (di seguito O.P.C.M.).

Un patrimonio così antico da tutelare richiede, nel momento in cui si interviene su un edificio esistente, una preliminare analisi di vulnerabilità della costruzione, volta ad individuare le criticità dell'edificio nei riguardi di possibili eventi sismici. La vulnerabilità sismica, come definita dalla protezione civile, è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di data intensità. La vulnerabilità viene espressa in genere tramite un indicatore che mette in relazione la capacità dell'edificio di resistere all'azione esplicita dal terremoto e la domanda in termini di spostamento o di resistenza richiesta dal sisma atteso per una determinata zona: tanto più l'indicatore assume un valore minore dell'unità, tanto maggiore è la vulnerabilità sismica dell'edificio e, quindi, maggiore è la sua propensione a subire danni in seguito al verificarsi di un evento sismico. La vulnerabilità è uno dei parametri che contribuiscono a definire il rischio sismico di un territorio, ossia la propensione a subire un danno di un determinato livello dopo un terremoto.

L'esecuzione dell'analisi di vulnerabilità su un edificio esistente ha lo scopo di valutare lo stato di conservazione dello stabile e determinare eventuali interventi necessari per ripristinare la piena efficienza strutturale. Il procedimento da seguire è riportato e descritto nelle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 al capitolo 8 e può essere riassunto nelle seguenti fasi:

- indagine preliminare;
- definizione del modello;
- analisi numerica;
- verifiche;
- definizione dell'indice di vulnerabilità.

⁴ Tale ridefinizione si è resa necessaria anche a causa dei grandi eventi sismici verificatisi successivamente, come il terremoto di Umbria e Marche del 1997.

Al par. 8.7.1 delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 viene descritta l'indagine preliminare, che generalmente si articola in tre passi:

- redazione di un'analisi storico-critica;
- rilievo dell'edificio;
- caratterizzazione meccanica dei materiali.

Occorre indagare le proprietà e le caratteristiche dell'edificio oggetto di studio, quali la geometria, i particolari costruttivi, la tipologia dei solai e delle murature e tutti gli elementi necessari per conoscere compiutamente l'edificio.

Tale procedimento era già formulato anche nei testi legislativi precedenti, come, ad esempio, la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011, contenente i principi riguardanti la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale. In tale testo legislativo, il percorso di conoscenza del manufatto veniva articolato nei seguenti punti:

- identificazione della costruzione, attraverso la sua localizzazione e il rapporto con il contesto urbano circostante, delineati tramite la redazione di rilievi schematici;
- rilievo geometrico completo della costruzione nello stato attuale, con attenzione alla descrizione anche dei fenomeni fessurativi e degli eventuali dissesti;
- delineazione dell'evoluzione storica dell'edificio dalla configurazione originaria ipotetica fino all'attuale;
- individuazione degli elementi che compongono il sistema resistente della costruzione, ponendo attenzione ai materiali, alle tecniche realizzative e alle connessioni;
- identificazione dei materiali, con riferimento alle proprietà meccaniche e allo stato di degrado;
- indagine del sottosuolo e delle opere di fondazione, con eventuale analisi dei dissesti avvenuti nel tempo.

Un apparato così complesso di indagine si rende necessario soprattutto negli edifici esistenti in muratura, materiale fortemente non omogeneo, il cui comportamento meccanico può essere influenzato da numerosi parametri.

In base all'approfondimento delle fasi di conoscenza appena descritte, si raggiungono vari livelli di conoscenza, dai quali dipendono i coefficienti da utilizzare nelle verifiche sismiche. L'attuale normativa definisce 3 livelli

di conoscenza⁵, distinti in base all'accuratezza delle indagini in termini di geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e modalità presunte di collasso. Si riportano tali livelli in ordine crescente di approfondimento:

- Livello di conoscenza 1 (LC1), raggiunto effettuando l'analisi storico-critica, rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Livello di conoscenza 2 (LC2), raggiunto effettuando l'analisi storico-critica, rilievo geometrico completo, indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali;
- Livello di conoscenza 3 (LC3), raggiunto effettuando l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Dopo aver raccolto tutte le informazioni necessarie per conoscere compiutamente l'edificio, si procede alla definizione del modello con il quale eseguire le analisi numeriche, in modo da confrontare capacità e domanda sismica. L'entità della domanda può essere valutata utilizzando uno dei metodi indicati nelle attuali N.T.C. 2018⁶:

- analisi statica lineare;
- analisi statica non lineare;
- analisi dinamica lineare;
- analisi dinamica non lineare.

Nella pratica progettuale, nella valutazione delle vulnerabilità degli edifici in muratura si preferisce, in genere, l'utilizzo di analisi statiche non lineari, che rappresentano il giusto compromesso tra velocità di esecuzione e corretta descrizione del comportamento dell'edificio. In queste analisi si descrive l'azione dinamica sismica con distribuzioni di carico equivalenti per ottenere informazioni sulle capacità resistenti dell'edificio.

⁵ cfr. paragrafo 8.5.4.3 delle N.T.C. 2018.

⁶ cfr. paragrafo 7.3 delle N.T.C. 2018.



LO STATO ATTUALE DELLA PORZIONE DI AGGREGATO A NORD-EST

Attualmente, l'angolo nord-est dell'ex-Monastero risulta inagibile per gli ultimi due piani, come riportato nella scheda di primo livello di rilevamento di *Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica (AeDES)* compilata nel 2016, a seguito degli eventi sismici verificatisi nell'ottobre dello stesso anno, nella quale l'intero aggregato viene definito parzialmente inagibile. Le aree non più fruibili sono riportate nelle tavole in Fig. 1. Osservando tali elaborati, si può notare come l'edificio d'angolo sembra assumere un comportamento strutturale autonomo rispetto alle altre parti dell'aggregato che insistono sul suo perimetro, le quali non risultano essere inagibili, se non per limitate parti.

Le cause sono da ricollegare ai danni riportati non solo in seguito agli eventi sismici che hanno colpito l'Umbria nel 2016, ma anche a causa dell'evento franoso verificatosi nel 2013 ai danni del versante est del rilievo ove è collocato l'istituto. Le fonti storiche reperibili documentano l'esposizione dell'area ad eventi di dissesto del terreno, problemi da sempre caratterizzanti il territorio tuderte, di natura argillosa. Si ritiene possibile che si siano verificati crolli e dissesti già tra il 1700 e il 1800, nonostante la presenza degli speroni sul versante est. Inoltre, nella scheda di verifica sismica di "Livello 1" o "Livello 2" per edifici rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico, ai sensi dell'O.P.C.M 3274/2003, compilata dalla Provincia di Perugia nel 2008, vengono indicati tre eventi sismici significativi subiti dall'intero aggregato, datati al 14 gennaio 1703, 13 gennaio 1915 e 26 settembre 1997, che sicuramente hanno contribuito ad aggravare il quadro complessivo di dissesto. Ulteriori crolli potrebbero essersi

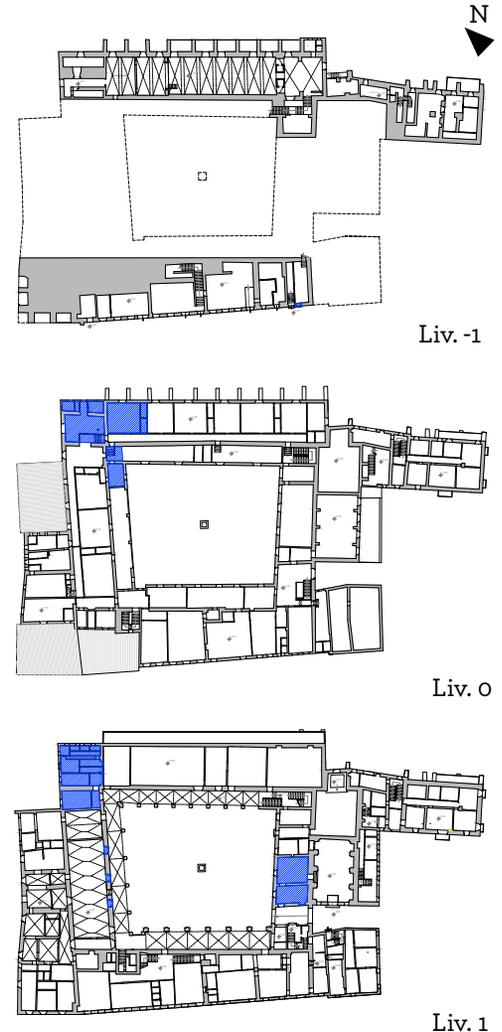


Fig. 1 - zone inagibili (campite in blu) del complesso dell'Istituto agrario indicate nella scheda AeDES, compilata nel 2016

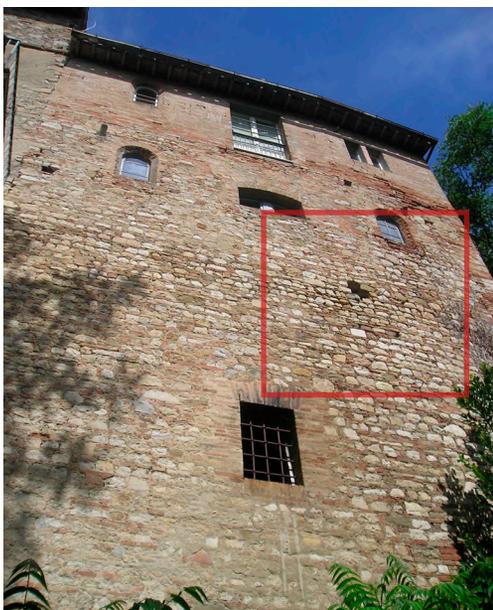


Fig. 2 - ripresa fotografica del prospetto est dell'edificio d'angolo, con evidenziate le lesioni diagonali

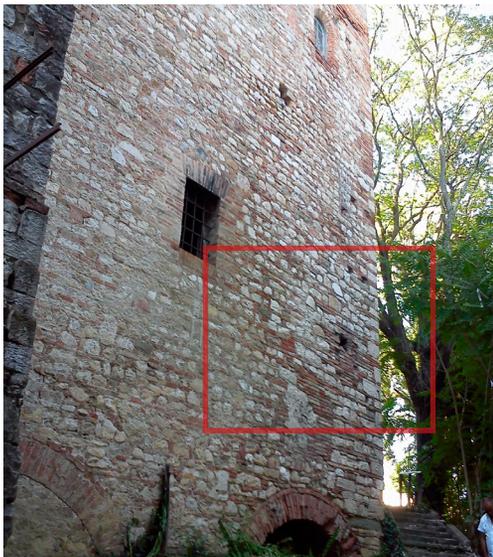


Fig. 3 - ripresa fotografica del prospetto est dell'edificio d'angolo, con evidenziati i rigonfiamenti delle pareti

verificati anche durante la Seconda Guerra Mondiale, quando l'edificio è stato bersaglio di bombardamenti.

Tutti gli eventi fin qui riassunti, possono essere messi in relazione con la lettura del rilievo del quadro fessurativo, attraverso il quale vengono constatati i danni degli elementi sia strutturali sia non strutturali dell'edificio preso in considerazione. Le lesioni sono riconducibili ai due principali meccanismi che si possono verificare negli edifici in muratura:

- i meccanismi di I modo, dovuti ad azioni agenti nel piano del pannello murario;
- i meccanismi di II modo, dovuti ad azioni agenti fuori dal piano del pannello murario.

Sia sul prospetto nord, sia sul prospetto est, all'esterno, sono presenti lesioni diagonali (Fig. 2), tipiche di fenomeni di rottura per taglio della muratura, riconducibili ad azioni agenti nel piano della muratura. Le lesioni derivano anche da meccanismi di collasso fuori piano dovuti ai cedimenti fondali susseguitosi negli ultimi anni, con concomitanti tracce di rigonfiamento del paramento murario (Fig. 3) sul profilo di raccordo tra i due muri ortogonali e lesioni con andamento calante dall'alto, localizzate nella parte alta del fabbricato. Le lesioni diagonali dei prospetti evidenziano un possibile meccanismo incipiente di ribaltamento di parete composto, con lesioni di taglio parallele sul fronte est dell'edificio e segni di possibili fenomeni di espulsione di alcune parti del paramento murario sul lato nord, localizzata sia nei maschi murari tra aperture contigue, sia all'altezza del solaio, probabilmente segnali di un mancato ammorsamento con le strutture resistenti verticali.

Sia sul lato est sia sul lato nord sono visibili lesioni verticali (Fig. 4) nelle zone di raccordo dell'edificio con gli altri due blocchi dell'aggregato edilizio, a testimonianza di una loro mancata integrazione nei paramenti e nelle strutture resistenti. Un ulteriore elemento che aggrava il quadro fessurativo è la presenza di un arco sul lato nord dell'edificio (Fig. 5), costruito probabilmente per conferire maggiore stabilità al versante: la spinta da esso esercitata non risulta adeguatamente



Fig. 4 - ripresa fotografica del prospetto nord dell'edificio d'angolo, con individuate le lesioni verticali



Fig.5 - ripresa fotografica del prospetto nord dell'edificio d'angolo, con evidenziate le lesioni in prossimità dell'arco

contrastata, configurandosi come un elemento potenzialmente critico e non integrato nel paramento murario. Tale analisi risulta essere confermata dalla fessurazione in atto lungo l'estradosso del profilo, che si ricollega alla lesione nel concio di chiave dell'arco in laterizio soprastante la porta.

Per quanto riguarda il quadro fessurativo sul lato interno delle pareti, le lesioni maggiori sono evidenziate, già dalla campagna fotografica condotta nel 2008, al livello posto a quota -1.50 m, accessibile dall'esterno tramite il portone in legno posto sul lato nord. Gli ambienti interni, come già descritto, risultano prevalentemente voltati a botte, dando origine a spinte orizzontali non contrastate. Sono presenti fin dal 2008 lesioni lungo il profilo della volta, nella zona di collegamento con la parete ortogonale (Fig. 6 e Fig. 7), facendo presupporre che le pareti trasversali non garantiscono adeguata resistenza alle spinte sulle pareti laterali. Non essendo, inoltre, presenti elementi di presidio quali catene, il rischio di attivazione di meccanismi di ribaltamento non è mitigato e le forze orizzontali agenti nel piano delle pareti non vengono adeguatamente contrastate; ciò risulta aggravato dall'arco inserito nello



Fig. 6 - riprese fotografica del locale interno con evidenziate le lesioni in prossimità delle volte a botte



Fig. 7 - riprese fotografica del locale interno con evidenziate le lesioni in prossimità delle volte a botte

spessore murario, a causa del quale si sono probabilmente instaurate le lesioni interne, visibili nella zona del portone in legno. Non essendo documentati lavori di irrigidimento effettuati sul solaio, la ripartizione dell'azione orizzontale tra le pareti verticali non è correttamente garantita. Per quanto riguarda gli ambienti interni con il solaio in travi di legno e piastrelle in cotto, sono presenti orditure semplici con cattivo stato di conservazione degli elementi lignei, probabilmente appoggiati alla muratura senza un efficace ammortamento e senza la presenza di un cordolo perimetrale. Tuttavia sono presenti elementi metallici posti a metà altezza, presumibilmente frutto di un tentativo di presidi volti alla stabilizzazione degli ambienti.

Il solaio di copertura del livello posto alla quota del chiostro è realizzato con travi metalliche e voltine in laterizio, intonacate sul lato interno degli ambienti.

Per una lettura dello stato fessurativo interno si fa riferimento al rilievo fotografico del 2008, essendo attualmente inagibili gli ultimi due livelli

dell'unità dell'aggregato e non essendo stati realizzati interventi significativi sui solai e sugli orizzontamenti in tale zona: nella Fig. 8 sono evidenti lesioni, micro-fratture e distacchi degli intonaci in corrispondenza delle travi metalliche e nelle zone di collegamento ai muri perimetrali. L'ultimo livello dell'edificio d'angolo possiede un solaio di copertura (sottotetto) in travi di cemento armato e elementi in laterizio interposti, tipologia che si ritrova anche nella tessitura del tetto, come si può vedere alla Fig. 9. Non è inoltre presente un getto di completamento al di sopra degli elementi in laterizio. Nella campagna fotografica del 2008 sono evidenziate lesioni all'intonaco all'interno degli ambienti ubicati all'ultimo livello dell'edificio d'angolo, probabilmente localizzate in corrispondenza delle travi di cemento armato.



Fig. 8 - ripresa fotografica del locale interno dell'edificio con evidenziate le lesioni in prossimità delle voltine in laterizio



Fig. 9 - ripresa fotografica del sottotetto dell'edificio

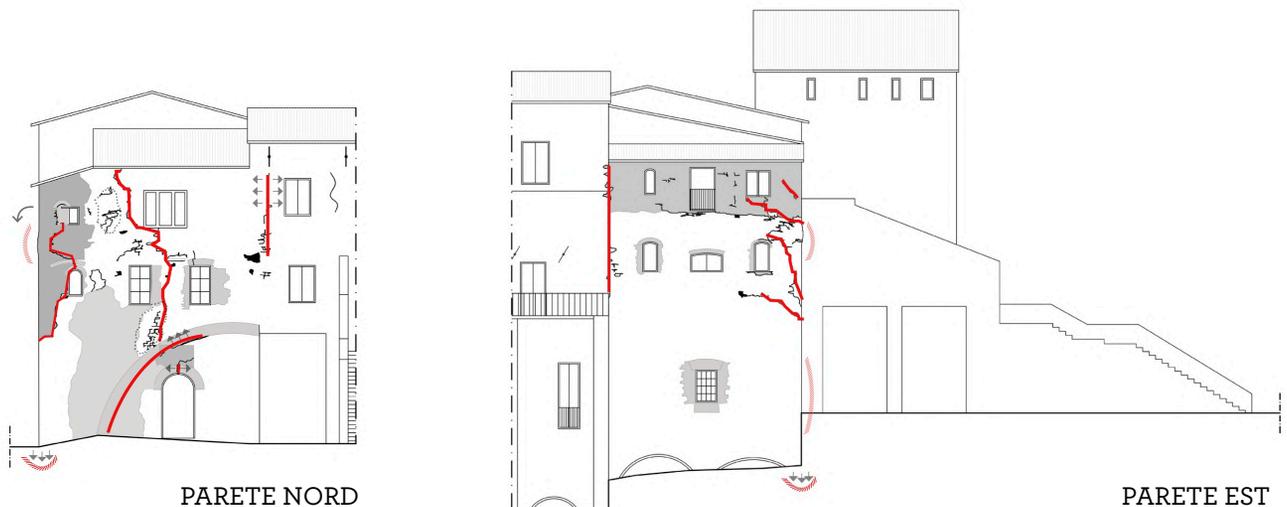


Fig. 10 - quadro fessurativo dell'edificio d'angolo

RICOSTRUZIONE STORICA DEGLI INTERVENTI SULL'AGGREGATO

Come riportato al capitolo 1, una fase importante nel procedimento di valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente consiste nel ricostruire l'evoluzione storica dell'edificio. In questo caso, è stato ricostruito prima lo sviluppo dell'intero aggregato, per poi individuare lo sviluppo della porzione d'angolo.

È possibile articolare lo sviluppo storico dell'Istituto agrario in sei fasi.

L'edificio principale nasce come sede del Monastero di Montecristo, nome del colle dove viene costruita la struttura, localizzata a pochi passi dall'Ospedale della Carità, che si ritiene essere stato costruito da San Francesco d'Assisi. Il monastero viene fondato nel 1248 da parte delle clarisse di Collazzone, sotto la guida dell'Abatessa Emilia, che si spostano qui lasciando il complesso monastico di San Lorenzo di Collazzone, alla ricerca di un luogo meno isolato e più sicuro. Il colle di Montecristo era precedentemente conosciuto come monte Tubelo e varie fonti storiche documentano che, prima di ospitare il convento delle Clarisse, era la sede di un insediamento benedettino con la chiesa dedicata a Santa Maria di Montecristo. La prima immagine storica disponibile del monastero è inserita all'interno del dipinto di Andrea Polinari del 1628 che raffigura la pianta della Diocesi di Todi, in cui si attesta la presenza del complesso sotto la denominazione "M. Christo". Una configurazione volumetrica dell'edificio in tale periodo storico è desumibile da una stampa di Giacomo Lauro, databile al 1633 e da un disegno del 1704 di P. Mortier. Le immagini storiche delineano la tipica forma rettangolare del complesso monastico con al centro lo spazio del chiostro. Inoltre, le raffigurazioni attestano la presenza del grande blocco situato ad est sin dall'antichità, con i relativi speroni, elementi di rinforzo strutturale utilizzati anche in altri complessi monastici di Todi, come nel vicino convento di Montesanto. Un altro elemento connotante il nucleo originario dell'aggregato è sicuramente la chiesa, il cui campanile svetta nelle immagini storiche dietro la copertura del blocco dotato di speroni. Non essendo disponibili documenti derivanti da operazioni di rilievo per questa fase storica, le planimetrie e i prospetti del complesso mostrati in Fig. 11 sono ipotizzati sulla base dello stato attuale, rielaborato seguendo le tavole planimetriche disponibili a partire dal 1862 e la stampa del 1633. I lati nord ed est del complesso hanno sostanzialmente mantenuto lo stesso ingombro in pianta, mentre, nel corso degli anni, hanno subito soprattutto ampliamenti in elevazione. Differente è lo sviluppo dei lati sud ed ovest che, nel corso degli anni, hanno subito

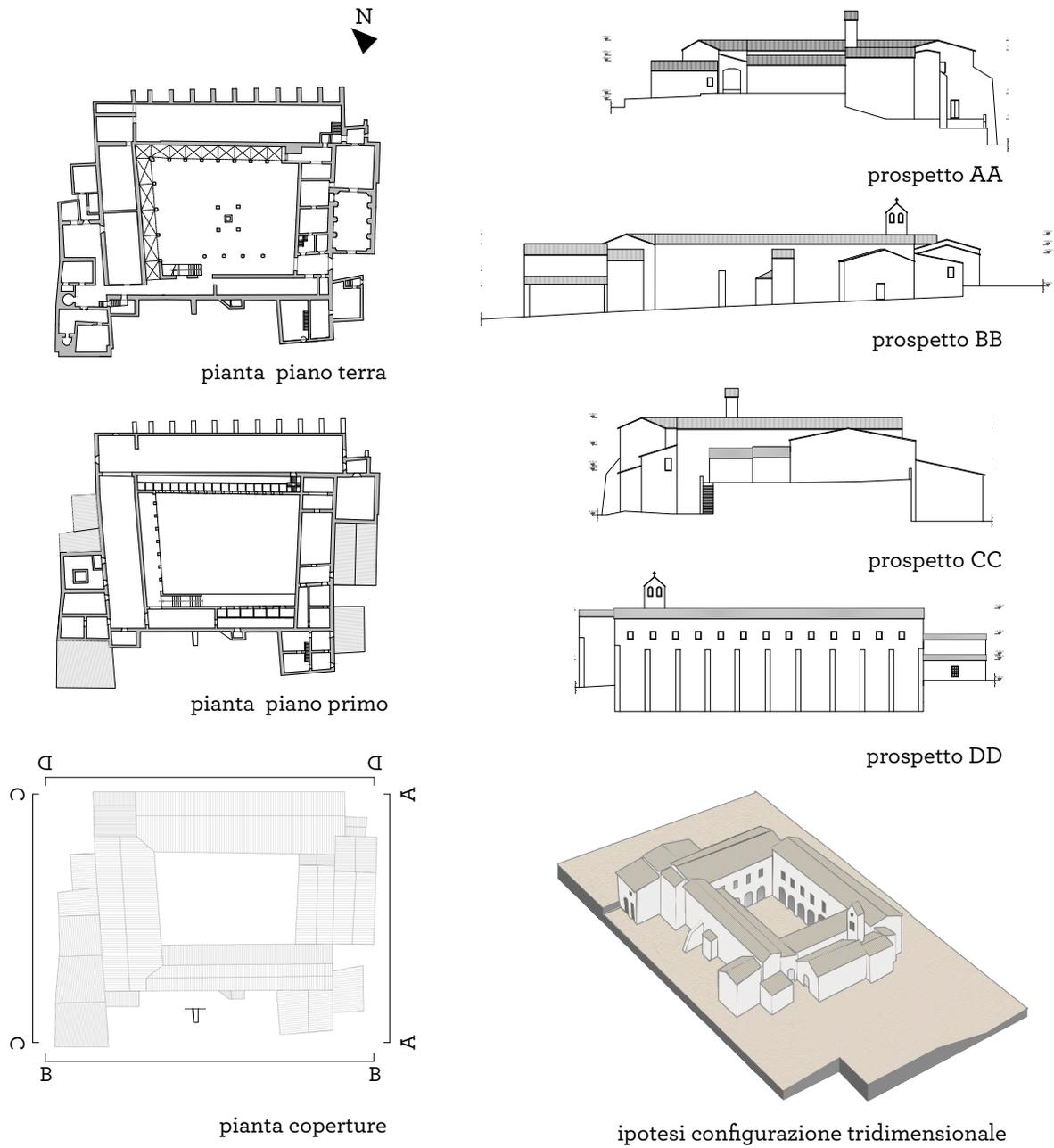


Fig. 11 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato nel 1248

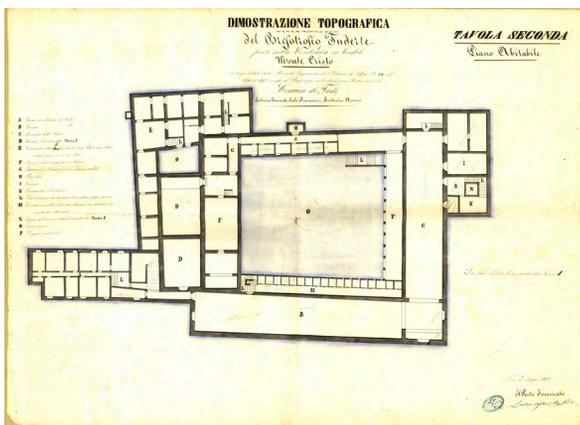
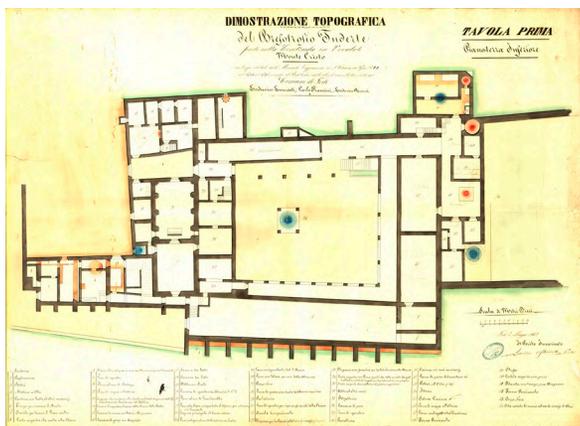


Fig. 12 - tavole redatte da Leandro Astancolle nel 1862

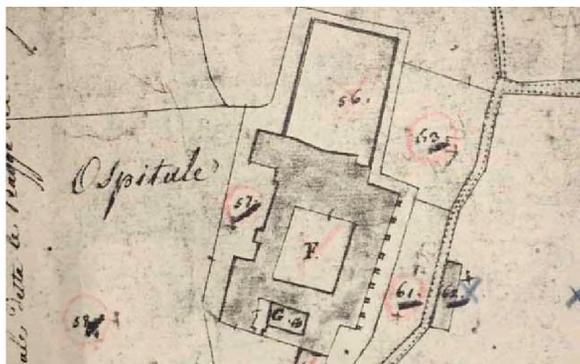
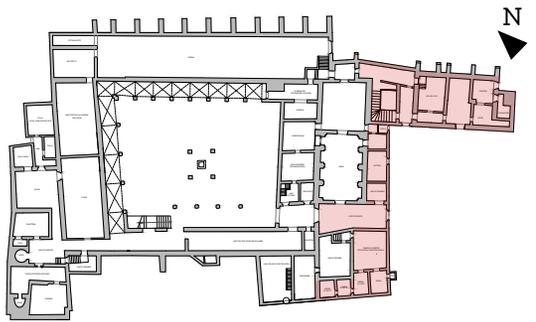


Fig. 13 - stralcio del catasto gregoriano

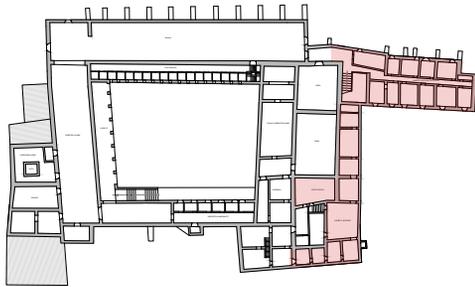
ampliamenti significativi sia planimetricamente che in elevazione. Importante è anche notare che l'ingombro dello spazio aperto attuale è maggiore sul lato ovest rispetto a quello originario.

Nel 1786 il Monastero di Montecristo viene soppresso per volere di papa Pio VI, con conseguente redazione della Bolla di soppressione del 20 giugno dello stesso anno. Si decide di trasferire qui le attività dell'Ospedale della Carità di Todi che, nei documenti storici, compare sotto il termine di Brefotrofito (Fig. 14). Tale struttura rappresenta inizialmente un luogo di accoglienza e riparo per i pellegrini, per gli infermi e i malati, ma successivamente diviene un luogo per accogliere i trovatelli fino all'età di quattordici anni. Le vicende e le operazioni di trasferimento durano per tutta la fine del Settecento, con lavori di riadattamento del complesso testimoniati nelle fonti storiche fino al 1794. Per questa fase storica sono disponibili due tavole redatte da Leandro Astancolle nel 1862 (Fig. 12), che riportano le planimetrie del piano inferiore e del piano superiore del complesso da destinare a Brefotrofito con la relativa legenda che testimonia la nuova funzione: al piano inferiore, nell'ambiente identificato in legenda con il numero 22, infatti, è raffigurato il vano con la ruota per accogliere i trovatelli. Un'ulteriore immagine storica del complesso in tale fase è fornita dal catasto gregoriano (Fig. 13), promosso da Pio VII nel 1816 e attivato da Gregorio XVI nel 1835, dove è interessante notare la presenza del cosiddetto hortus conclusus, adibito alla coltivazione di erbe officinali. Alla fine del XVII secolo il complesso viene abbandonato, soprattutto in seguito ai cedimenti dovuti a frane e smottamenti del terreno sottostante. Gli ampliamenti più importanti rispetto alla precedente fase storica sono effettuati sul lato sud dell'edificio, a ridosso della chiesa, con funzione di bottega e annessi.

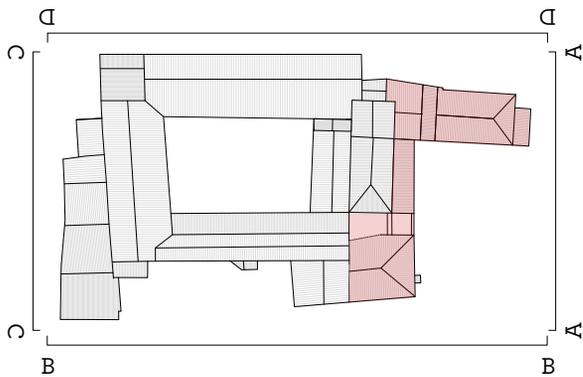
Costruzioni Demolizioni



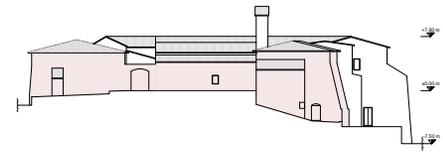
pianta piano terra



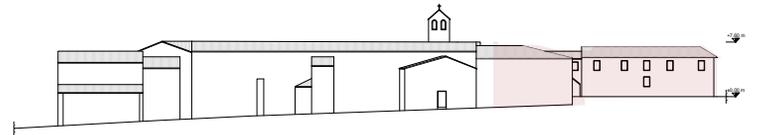
pianta piano primo



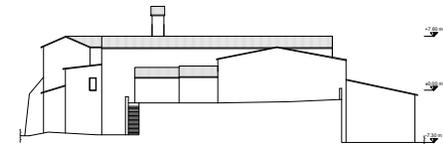
pianta coperture



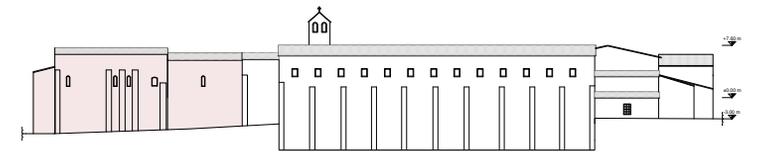
prospetto AA



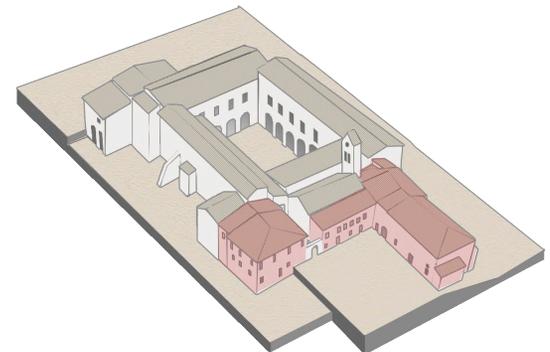
prospetto BB



prospetto CC



prospetto DD



ipotesi configurazione tridimensionale

Fig. 14 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato nel 1786

Nel 15 settembre 1862 si delibera la costituzione della Colonia Agricola di Todi, il cui finanziamento viene affidato all'Opera Pia della Consolazione ed essenzialmente si configura come scuola volta all'insegnamento di un mestiere, una scuola pratica per cercare di migliorare le condizioni dei cittadini nel periodo successivo all'unificazione, nel quale domina un analfabetismo diffuso. Solo nel 1864 si ha l'effettivo riconoscimento giuridico della Colonia, dichiarata "corpo morale". La prima sede della Colonia è l'antico Ospedale dei Pellegrini nei pressi di Santa Maria della Consolazione. Nel 20 marzo 1864, la sede della Colonia diventa l'ex convento dei Cappuccini di Todi, oggi Azienda Pubblica di servizi alla persona Lerizia Veralli, Giulio ed Angelo Cortesi. Nel 1882 iniziano a prendere forma i primi provvedimenti per rendere l'ex convento di Montecristo la nuova sede della Colonia, a cura dell'ingegnere dell'ente, Egidio Salvi.

La sede viene ultimata nel 1883, ma non ospita la Colonia Agricola, bensì la Scuola Pratica di Agricoltura, scuola di durata triennale con spazi anche per i convittori, che inizia la sua attività solo nel febbraio del 1884, con inaugurazione celebrata nell'8 settembre 1885. L'insieme di interventi progettati per adeguare la struttura alla nuova funzione prevista è riportato nelle 11 tavole redatte dall'ingegnere Egidio Salvi, nelle quali viene rappresentato anche lo stato del fabbricato precedente ai lavori (denominato nelle tavole "stato primitivo"). Le Fig. 15 e Fig. 16 riportano piante, prospetti e configurazioni tridimensionali dell'aggregato prima e dopo tali lavori. Rispetto alla precedente fase, si ipotizza un'elevazione della chiesa con l'aggiunta di un ulteriore livello. Inoltre, sul lato ovest dell'aggregato, viene aggiunto un nuovo ambiente, in luogo dell'attuale Presidenza.

Per quanto riguarda i lavori eseguiti negli ambienti interni, si riporta un estratto del quaderno "Abbazia di Montecristo a Todi. Arte, Storia, Scienza"⁷ che descrive brevemente le tipologie di operazioni effettuate: *"I primi lavori di ristrutturazione documentati graficamente datano il 1883 ed interessarono la trasformazione del locale sovrastante il portico, del lato sinistro del cortile principale in bigatteria (...); la sistemazione di infissi, intonaci, pavimenti; ampliamento dell'attuale dormitorio grande con esposizione di levante; la costruzione di servizi igienici con l'attuale "loggia in longarine di ferro" e relativo pozzo nero; la costruzione delle scale di accesso al detto dormitorio*

7 Volume 13 della collana "I quaderni dell'Istituto Ciuffelli-Einaudi di Todi (2020)

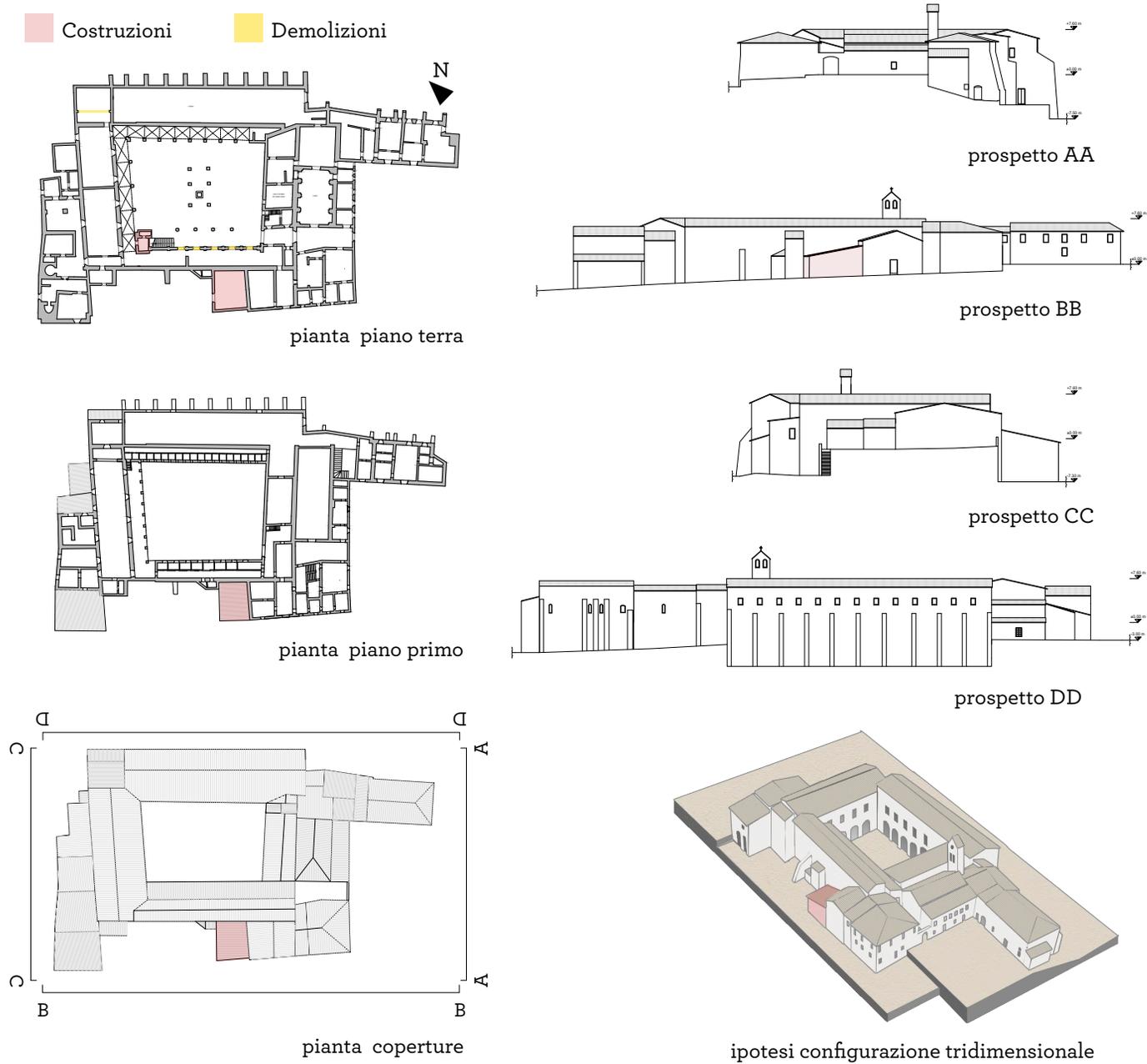


Fig. 15 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato prima dei lavori di ampliamento eseguiti nel 1883

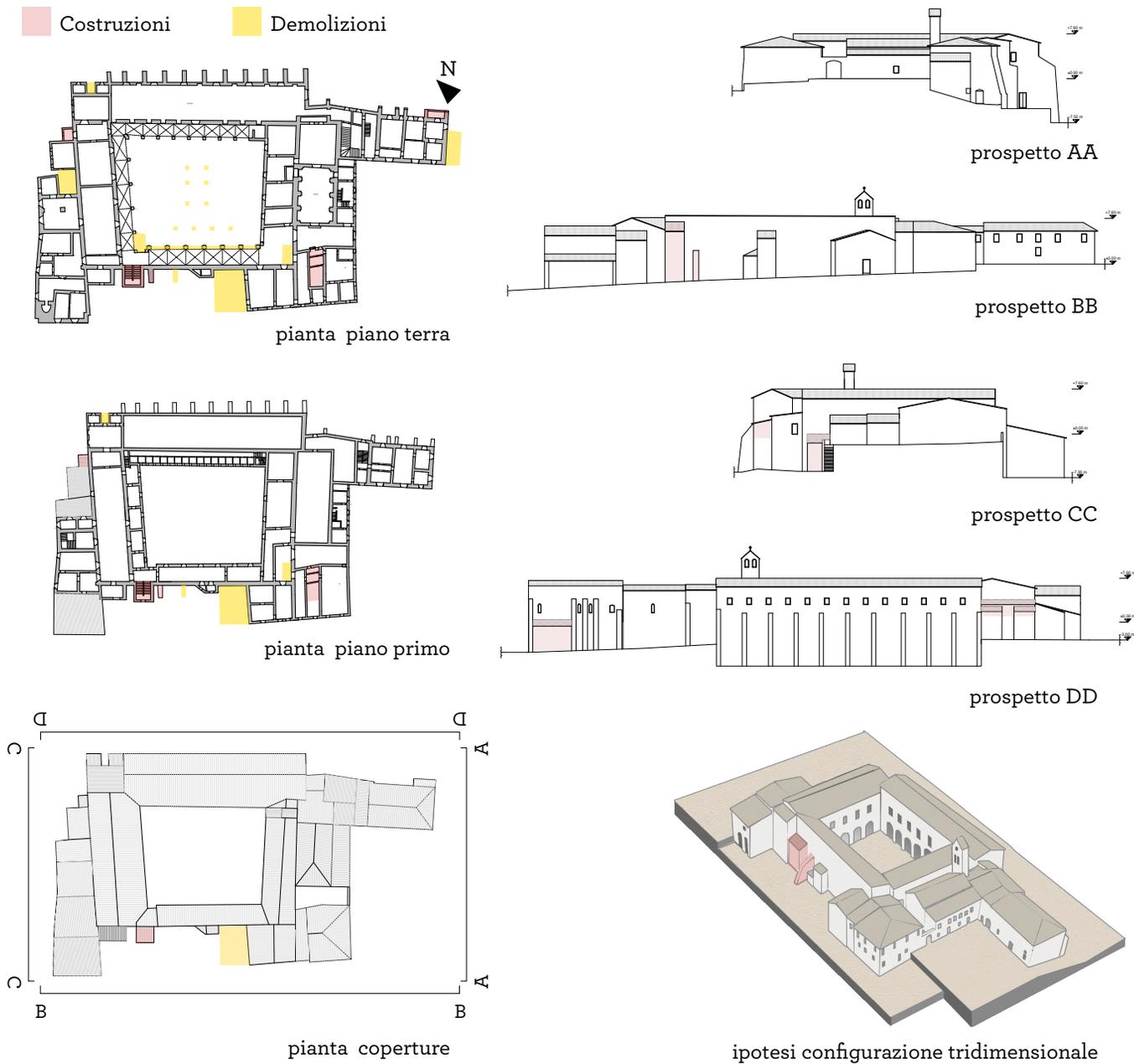


Fig. 16 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato successivamente ai lavori di ampliamento eseguiti nel 1883

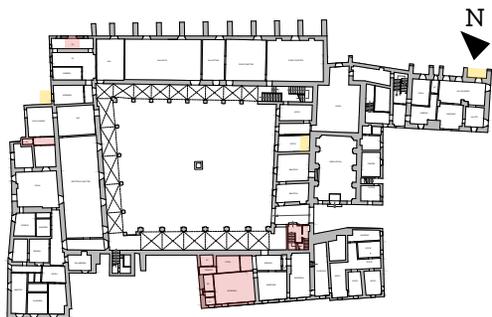
con sottofondazione e l'adattamento di quattro stanze ad uso di infermeria nell'attuale appartamento del capo di istituto".

Per lo stato successivo ai lavori sono disponibili non solo le planimetrie, ma anche sezioni e prospetti. Oltre agli ampliamenti e alla conformazione interna degli ambienti, ciò che è possibile ricavare da queste tavole è un primo dimensionamento dell'hortus conclusus, posizionato in origine dove attualmente sono collocate le strutture del centro aziendale. All'interno delle mura delimitanti l'ampia area dedicata alla coltivazione di erbe officinali, sono state ricavate 13 nicchie per ospitare le immagini per una via crucis ad uso della clausura, come ipotizzato nel quaderno "Abbazia di Montecristo a Todi. Arte, Storia, Scienza".

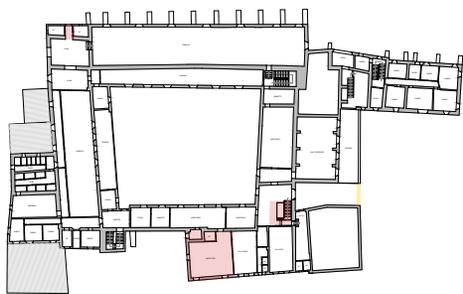
In riferimento ai primi anni del 1900, le rappresentazioni planimetriche del complesso (Fig. 17) sono fornite da rilievi databili a tali anni, probabilmente redatti in concomitanza con la programmazione degli interventi attuati nel 1905. Si riporta un estratto del quaderno "Abbazia di Montecristo a Todi. Arte, Storia, Scienza", che elenca in modo sintetico la successione di tali interventi: *"Nel 1905 venne eseguito l'ampliamento del dormitorio esistente, con un nuovo, ossia con un locale posto a nord sovrastante l'attuale refettorio, corredato da alcune camerette e terrazzo; la costruzione di nuove aule nelle adiacenze di quella di agricoltura (oggi ufficio segreteria) con accesso dal lato sinistro del portico del cortile; la realizzazione al piano terra dell'aula di zootecnica, al piano primo l'ufficio di presidenza, al piano secondo il laboratorio di chimica, al piano terzo del terrazzo con apparecchi meteorologici"*. Si specifica che l'ampliamento sul lato ovest del complesso per gli spazi adibiti ad aule compare in tali planimetrie solo come ipotesi progettuale. Dalla lettura delle planimetrie, sono stati ipotizzati i corrispondenti prospetti, nei quali non è più presente il campanile a vela, elemento che ha caratterizzato il complesso fino al 1890. Certamente, è in tali anni che l'Istituto assume le fattezze e la conformazione che attualmente possiamo osservare, ad esclusione del lato ovest del complesso, che ha subito solo successivamente tutta quella serie di trasformazioni che lo hanno portato ad avere l'aspetto odierno.

Nel 1912 la scuola diviene a corso quadriennale, con lo svolgimento di corsi sia teorici che pratici. Nel 1921 la scuola viene intitolata a Augusto Ciuffelli che apporta numerosi miglioramenti negli anni in cui riveste il ruolo di Presidente del Comitato Amministrativo. Nel 1924 la Regia Scuola Pratica di Agricoltura viene trasformata in Regia Scuola Agraria Media, corso

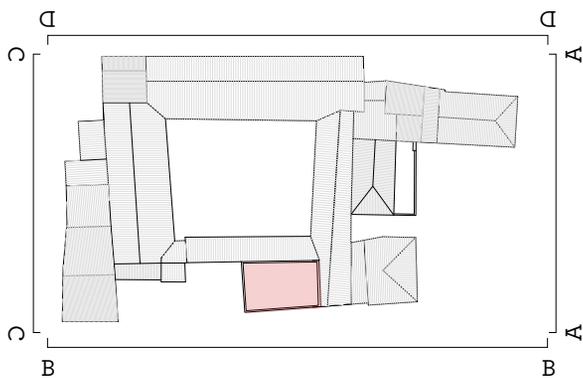
Costruzioni Demolizioni



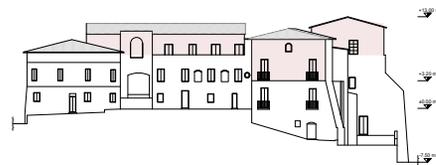
pianta piano terra



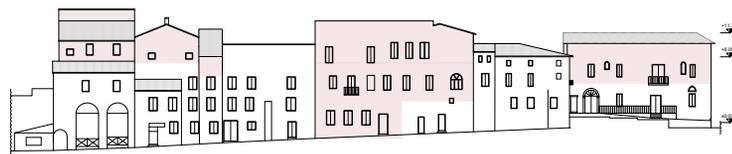
pianta piano primo



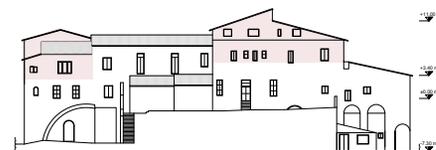
pianta coperture



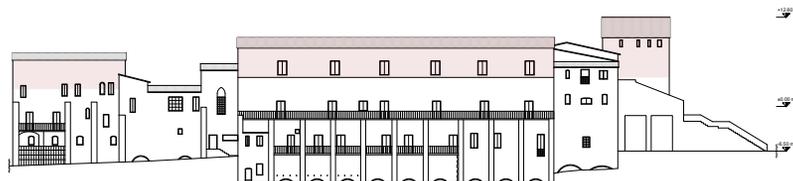
prospetto AA



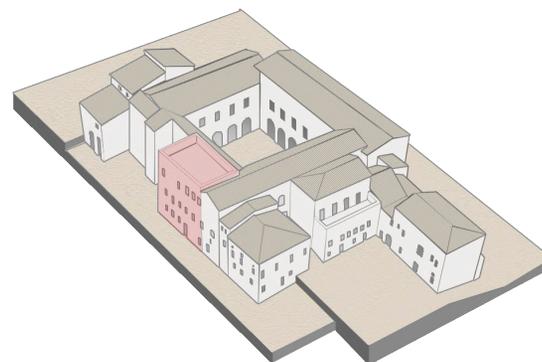
prospetto BB



prospetto CC



prospetto DD



ipotesi configurazione tridimensionale

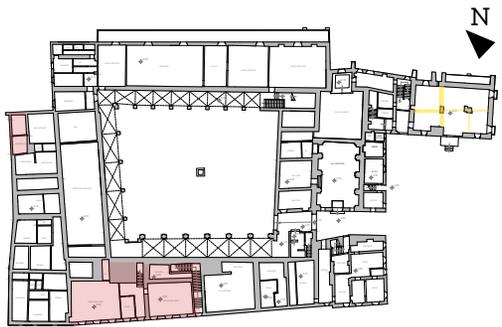
Fig. 17 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato nel 1900

triennale da conseguire successivamente al completamento della scuola media inferiore e al termine della quale viene rilasciato il Diploma di Perito Agrario. Nel 1933-1934, in seguito alla legge n.831 del 1931 “Riordinamento dell’istruzione media tecnica”, la scuola agraria media diviene Istituto Tecnico Agrario A. Ciuffelli, con durata di cinque anni terminante in un esame di abilitazione, volto a rilasciare il diploma di Perito Agrario. Nel 1939 vengono effettuati lavori di consolidamento del lato ovest dell’aggregato, nonché la costruzione di una nuova fognatura. Durante la Seconda Guerra Mondiale, nel 1943, il complesso viene occupato dall’esercito tedesco e utilizzato come ospedale militare, costringendo a trasferire le funzioni scolastiche nel centro storico di Todi. Solo nel 1945 la struttura viene riconsegnata all’Istituto, ma in condizioni pessime; a ciò seguono dei necessari lavori di ristrutturazione e risistemazione che durano fino al 1950.

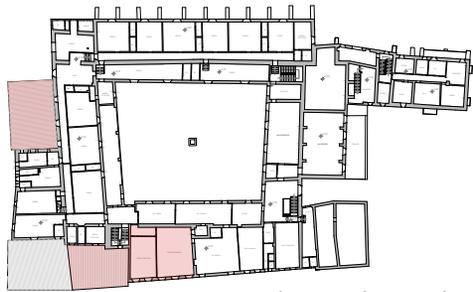
A tali lavori si susseguono importanti ampliamenti nell’anno 1959, durante il quale vengono aggiunti il laboratorio di chimica, l’aula di disegno, l’ufficio della Presidenza e il laboratorio di scienze. Nel 1965 viene realizzato il teatro in luogo della ex stalla e nel 1967 viene terminato tutto il complesso delle serre. Nel 1974 viene inaugurato il “Centro Aziendale Bodoglie” per l’alloggiamento del bestiame. Progressivamente, l’Istituto aumenta la sua fama e, tra gli anni Settanta e Ottanta del Novecento, il numero di studenti aumenta a tal punto da rendere necessari ampliamenti di aule, laboratori e aree del convitto; sfruttando tale occasione, viene realizzata anche la palestra. Nel 1996-1997 l’Istituto assume definitivamente il nome di Istituto Secondario Superiore A. Ciuffelli con sezione Associata I.P.S.I.A. Alla fine del 1900 termina la successione degli interventi di ampliamento planimetrico e in elevazione dell’Istituto, che quindi assume l’attuale conformazione (Fig. 18).

Ulteriori indagini riguardanti l’evoluzione del complesso sono state eseguite in merito agli interventi effettuati dalla Provincia di Perugia sull’aggregato. Le prime significative verifiche di sicurezza sull’Istituto sono state effettuate in seguito all’emanazione dell’O.P.C.M 3274, per incarico dell’Amministrazione della Provincia di Perugia. Le verifiche sono state precedute da un’analisi storico-critica e da campagne di rilievo e indagini in situ, cominciate già dal 2004. Come riportato nella relativa documentazione tecnica, sono state eseguite delle verifiche in situ estese ed esaustive basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo alla rimozione

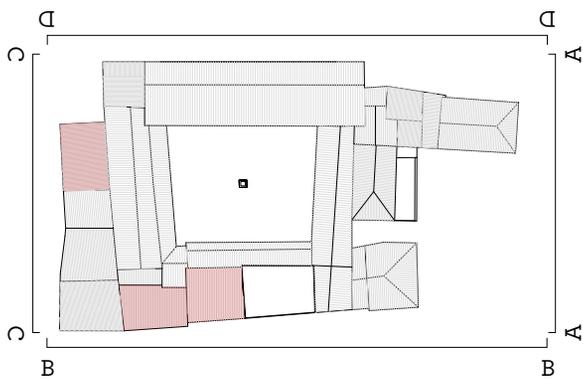
Costruzioni Demolizioni



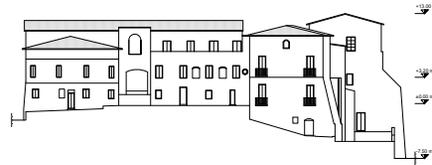
pianta piano terra



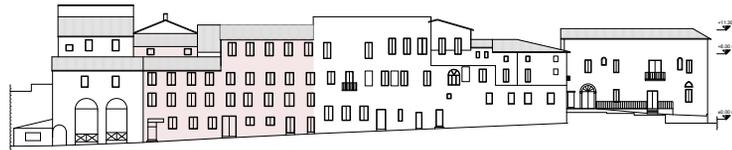
pianta piano primo



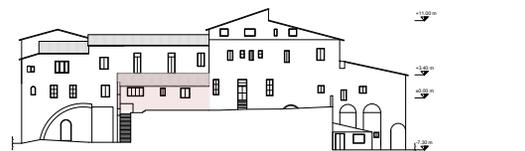
pianta coperture



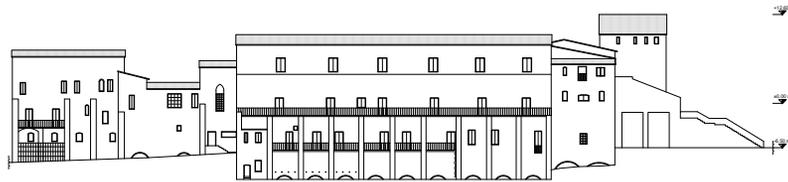
prospetto AA



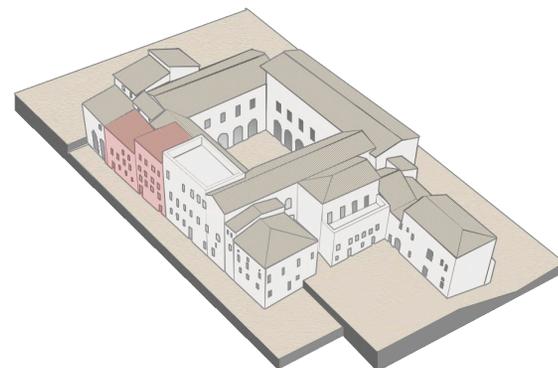
prospetto BB



prospetto CC



prospetto DD



ipotesi configurazione tridimensionale

Fig. 18 - piante, prospetti e restituzione tridimensionale dell'ipotetica configurazione dell'aggregato oggi

dell'intonaco e alla realizzazione di saggi nella muratura in corrispondenza dei prospetti esterni e delle pareti interne. Dalle analisi statiche effettuate, l'edificio è risultato non idoneo a soddisfare i requisiti previsti dalle verifiche di compressione e di presso-flessione, con carenze nei confronti della resistenza ai carichi orizzontali del sisma di progetto, previsto dal Decreto Ministeriale 16.01.1996 (di seguito D.M.). A partire dalle vulnerabilità riscontrate, sono state individuate le ipotesi progettuali da mettere in atto negli anni successivi sulle porzioni dell'aggregato. Le linee guida del complesso di interventi configurati sono state riassunte nella documentazione tecnica, nella quale si prevede la messa in sicurezza dell'aggregato tramite:

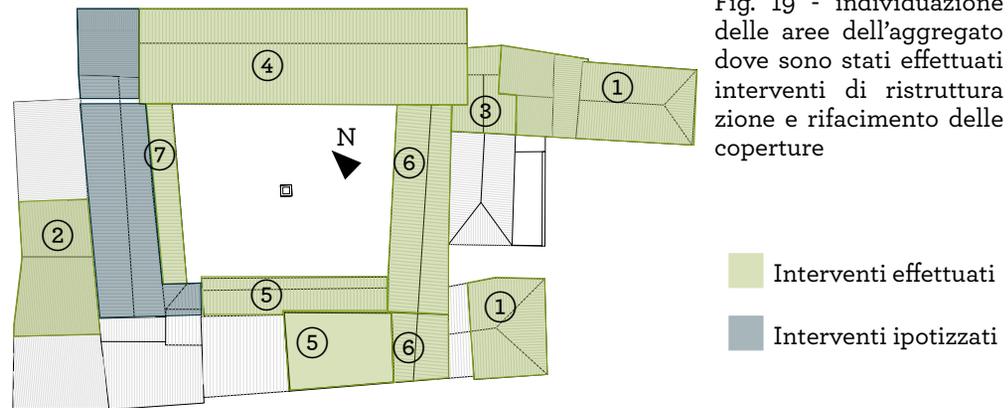
- interventi locali di consolidamento delle fondazioni tesi a ridurre le tensioni sollecitanti;
- eventuale cerchiatura di alcune aperture con telai in acciaio in modo tale da ripristinare una resistenza a taglio pari a quella della parete senza le aperture stesse;
- realizzazione di cordoli di piano in acciaio per il vincolamento degli impalcati alle murature;
- rinforzo della muratura in pietrame con iniezioni ed estesi interventi di cucì e scuci;
- ricostruzione di parte di murature largamente fessurate e disomogenee;
- cuciture armate localizzate negli ammorsamenti delle murature;
- collegamento dell'impalcato di sottotetto alle pareti perimetrali per consentire un vincolo efficace del solaio; con inserimento di una cordolatura metallica;
- eliminazione delle spinte prodotte sulle murature perimetrali tramite catene metalliche;
- eliminazione totale dei controsoffitti pesanti o mediamente pesanti;
- realizzazione di rinforzi sul lato più debole della struttura previo approfondimento delle indagini geotecniche e strutturali.

Tali interventi sono stati previsti, durante l'esecuzione delle analisi, in particolare:

- sui livelli -2 del lato est e sul livello -2 del lato ovest, nella zona accanto all'attuale aula zootecnica;
- sui livelli -1 (zona uffici);
- per tre lati del chiostro interno (tranne il lato sud);
- per la copertura della zona con il terrazzo davanti l'edificio dell'ex chiesa;

- per la copertura della porzione sul lato sud.

Fra tali interventi, quelli previsti per l'edificio d'angolo a nord-est non sono mai stati attuati (come mostrato nella Fig. 19), mentre sulle altre porzioni dell'Istituto gli interventi si sono susseguiti soprattutto in termini di consolidamento e rifacimento delle coperture.



Nel 2006 viene certificata la dichiarazione di fine lavori degli interventi iniziati nel 2001 circa sulle coperture delle porzioni dell'aggregato ospitanti attualmente gli uffici, e sulle coperture delle porzioni in precedenza sedi degli alloggi di residenza del Preside (indicati con il numero 1 in Fig. 19). Nella relazione tecnica illustrativa del settembre 2000 viene descritto l'intervento, che ha previsto la realizzazione di cinque coperture di tetti in legno di tipologia tradizionale, visivamente simili alle coperture presenti in precedenza. Per le coperture ad un'unica falda è stato utilizzato un sistema a doppia orditura, con travi principali e travicelli. Per la copertura a doppia falda principale, sono state utilizzate capriate che sorreggono le membrature secondarie del tetto. Nell'area degli uffici, le travi diagonali portanti sono state scaricate da capriate in legno che fungono da rompitratta. Per ogni campo di solaio, è stato previsto il getto di una soletta in calcestruzzo e, nelle zone perimetrali, è stato realizzato un cordolo in cemento armato.

Nel 2005 sono stati effettuati interventi di rifacimento della copertura e di miglioramento dei paramenti murari della porzione di aggregato posta sul lato nord (indicata con il numero 2 in Fig. 19), ospitante i locali di servizio al convitto. Sulla relativa relazione illustrativa, sono descritti le azioni

progettuali eseguite, che possono essere di seguito riassunti:

- sono stati smontati il manto e le membrature esistenti;
- sono state rinforzate alcune murature portanti, con operazioni di ispessimento e cucisciuci;
- è stato realizzato un setto portante in corrispondenza di quello esistente al piano inferiore;
- è stato realizzato il cordolo perimetrale in cemento armato ancorato tramite staffe;
- è stata realizzata la nuova copertura con travi di legno, travicelli e pannelle.

Nel 2009 viene effettuato il rifacimento della copertura della zona della chiesa ove era situato l'antico altare (indicata con il numero 3 in Fig. 19), a seguito di danni causati da eventi meteorologici. Allo stato precedente i lavori, la copertura era composta da travi lignee, travetti e pannelle in cotto, con le travi ordite parallelamente alla linea di colmo, poggianti su delle arcate a sesto acuto. Nella parte terminale si trovava una volta a crociera, probabilmente in gesso, sovrastata da un solaio ligneo ad una sola falda. L'intervento ha previsto lo smantellamento delle coperture ed il rifacimento delle stesse seguendo la tipologia precedente: travi e travetti in legno di castagno nuovi; pannelle, per quanto possibile di recupero, soletta in cemento armato, coibentazione, impermeabilizzazione e copertura in coppo su coppo, per quanto possibile, di recupero. Al fine di conseguire un miglioramento sismico della struttura, è stato realizzato un cordolo in cemento armato su tutto il perimetro, collegato alle murature sottostanti. La gronda è stata differenziata tra la parte a valle, nella zona dell'altare, realizzata con zampini in legno e pannelle, mentre nella parte della navata è stata realizzata con conci di travertino.

Nel 2012 sono stati eseguiti gli interventi sull'edificio dotato di speroni (indicato con il numero 4 in Fig. 19), localizzato sul versante est dell'aggregato, sia in termini di lavori di consolidamento delle murature e delle volte, sia di rifacimento della copertura. Le valutazioni descrivono la presenza di murature spesse e realizzate con pietra locale e mattoni pieni di ordinaria qualità, murati con malta di calce tradizionale, senza evidenza di lesioni. Le aperture presentano architravi e mazzette in mattoni pieni faccia-vista, mentre le soglie sono in pietra arenaria. Il solaio di copertura in legno allo stato precedente i lavori è il risultato di un probabile rimaneggiamento, con tripla orditura composta da capriate, arcarecci e travicelli, un impalcato in

tavelloni e manto di copertura in parte in tegole marsigliesi e in parte in coppi. Le indagini hanno restituito uno stato di conservazione delle strutture lignee scadente, con ammorsature alle pareti perimetrali assenti. I saggi hanno rilevato la presenza di un solaio intermedio costituito da una volta a botte in mattoni intervallata da archi con mattoni disposti in verticale, con un solaio in acciaio e tavelloni superiore realizzato con travi in acciaio INP 160, disposte ad interasse di 65 cm.

L'intervento ha previsto l'eliminazione delle superfetazioni verso la corte, riportando le murature faccia a vista, con stilatura e rinzaffo dei giunti e demolizione dell'intonaco presente. Il manto di copertura è stato sostituito ed uniformato, con coibentazione e impermeabilizzazione e utilizzando, laddove possibile, materiali di recupero. Per assicurare il corretto collegamento, è stato realizzato un cordolo in acciaio con profilo di tipo UPN120, fissato con perforazioni armate alle murature perimetrali. Il solaio di interpiano è stato conservato e consolidato mediante connettori ancorati all'armatura della soletta superiore, mentre nella parte a valle è stato realizzato un nuovo solaio in acciaio e soletta in cemento armato. Sono state inserite, inoltre, catene al livello del solaio di interpiano. Gli infissi sono stati tutti sostituiti, mantenendoli sempre in legno. Il solaio di calpestio del piano terra è stato realizzato con magrone, igloo, soletta armata ancorata alle murature mediante perfori armati, massetto e pavimento. Sono state scelte pavimentazioni di tipo industriale con finiture colorate nella gamma delle terre e l'intonaco interno è stato rimosso interamente, per essere sostituito dove necessario. L'area esterna è stata sistemata regimando le acque meteoriche; in particolare, nella zona del cortile, dove erano evidenti i problemi di infiltrazione nei locali del seminterrato, è stato realizzato un marciapiede. Inoltre, è stato effettuato un consolidamento dello spigolo con dei micropali collegati con un cordolo armato. Nel complesso, l'intervento si è configurato come miglioramento sismico.

Nel 2013 si sono verificati eventi franosi, sia sul lato est sia sul lato ovest del rilievo sul quale è situato l'aggregato edilizio. In particolare, la strada che percorre il lato ovest del fabbricato, ha mostrato, subito dopo gli eventi, sul fianco verso valle un movimento franoso superficiale in corrispondenza dello spigolo del fabbricato. Dalle indagini geologiche e geotecniche condotte e dall'esame dei dati disponibili per i precedenti studi geologici, è emerso che il dissesto ha interessato solo i terreni di riporto e la coltre superficiale, per uno

spessore complessivo di circa 2,5 metri. L'intervento ha visto l'inserimento di una paratia di pali intestati nel substrato sabbioso ghiaioso compatto, presente a partire dalla profondità di circa 4,40 m dal piano campagna. L'opera ha avuto uno sviluppo lineare di circa 20 metri con un'unica fila di 28 pali posti ad interasse di 70 cm.

Tra il 2012 e il 2015 si colloca un ulteriore insieme di interventi progettuali sugli edifici del lato ovest (indicati con il numero 5 in Fig. 19), mirati sia al consolidamento strutturale sia al rifacimento di porzioni di copertura. Come riportato nella relazione illustrativa generale, il progetto ha previsto un parziale rifacimento della copertura con la realizzazione di una cordolatura in acciaio sulle murature, vincolata tramite perfori armati. Per far fronte alla scarsa qualità muraria, sono stati effettuati interventi di ripristino tramite operazioni di "cuci e scuci" e iniezioni. Sono stati sostituiti in copertura gli elementi in legno ormai ammalorati e gli elementi danneggiati del manto di copertura. Su tutto il perimetro del chiostro è stata ripristinata la gronda tramite zampini in legno di recupero. È stato necessario predisporre un tavolato per rendere praticabile l'impalcato caratterizzato da un controsoffitto in camorcanna. Per quanto riguarda l'edificio con copertura piana, attuale sede degli uffici del Preside, è stata sostituita l'impermeabilizzazione e ripristinata con una guaina liquida, con opere coeve di rifinitura sulle parti componenti della terrazza (opere di tinteggiatura e intonacatura).

Nel 2017 sono stati richiesti interventi per il rifacimento della copertura di una parte dell'aggregato edilizio localizzato sul lato sud (indicata con il numero 6 in Fig. 19), a causa di cedimenti delle travi in legno del tetto preesistente, caratterizzato dalla classica conformazione a due falde con travi principali, travicelli, pianelle e manto di copertura in coppi. Le indagini e le valutazioni condotte per volere della Provincia hanno evidenziato pericolo di sfondellamento, soprattutto nell'area dell'attuale laboratorio di informatica. L'intervento ha previsto la demolizione del solaio in legno e del controsoffitto pesante in acciaio e tavelloni su tutta la zona al di sopra del laboratorio di informatica e della sala seria, sostituendolo con un nuovo solaio in legno costituito da capriate, arcarecci, pianelle, getto armato di completamento di 4 cm, coibentazione, impermeabilizzante e coppi. Al di sopra dell'aula di topografia sono state, invece, disposte capriate in acciaio con controsoffitto antisfondellamento. Per garantire il corretto collegamento alle murature, è stato disposto un cordolo in acciaio con profilo a L fissato all'orditura lignea

e ai paramenti murari con perforazioni armate.

Nell'ultimo anno sono stati effettuati interventi di consolidamento sulla porzione di aggregato adiacente al chiostro sul lato nord (indicata con il numero 7 in Fig. 19), interventi già previsti, come evidenziato in precedenza, nei documenti finali redatti dalla Provincia nel 2008. Tali interventi hanno visto il consolidamento del solaio di impalcato della zona terrazzata sovrastante le arcate della parete che delimita il chiostro. Inoltre, il consolidamento ha riguardato anche l'area dell'attuale camera dell'istitutore e le scale conducenti agli ambienti del convinto localizzati sul lato est.

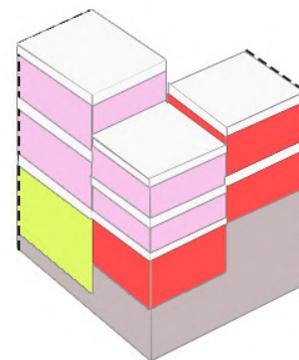
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le informazioni relative ai materiali e alle caratteristiche dei componenti costruttivi delle porzioni di aggregato nell'angolo nord-est, d'ora in avanti indicato come unità d'angolo, sono state desunte dai risultati delle indagini eseguite a partire dal 2004, in concomitanza delle prime significative verifiche di sicurezza condotte sull'Istituto in seguito all'emanazione dell'O.P.C.M 3274 descritte in precedenza; in queste indagini sono state individuate sia le tipologie, le tessiture e le lesioni delle murature, sia le tipologie, le orditure e i carichi dei solai; è stata, inoltre, condotta un'indagine geologica per delineare le caratteristiche del terreno e delle fondazioni. Per le pareti in muratura sono state individuate dieci tipologie, ai sensi del D.P.C.M del 2005. Le proprietà dei materiali delle partizioni verticali e degli orizzontamenti della porzione dell'aggregato sono state definite facendo riferimento ai risultati delle analisi in situ condotte dalla Provincia di Perugia nel 2008, che hanno portato a un livello di conoscenza dell'intero aggregato pari a LC2. La porzione dell'aggregato si caratterizza per 3 livelli, ognuno con altezze variabili di circa 3-4 metri.

Al livello posto a una quota di circa -1.50 m rispetto alla quota di riferimento del piano del chiostro interno, le massicce mura perimetrali hanno uno spessore di circa 80-90 cm e presentano una tipologia a sacco con paramenti esterni riconducibili a una muratura a conci sbozzati. Tale tipologia può essere riferita anche al muro di ripartizione interno che divide i due ambienti dell'unità d'angolo. Al livello del chiostro, le mura portanti assumono dimensioni più contenute, attestandosi su spessori di circa 40-70 cm, con

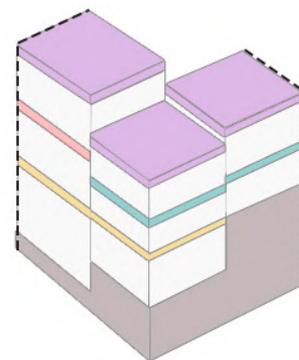
una tipologia mista, che vede principalmente l'impiego di pietra a spacco con buona tessitura e malta normale. Al livello superiore, posto a una quota di circa 9 metri, le mura esterne mantengono spessori di 80 cm sul versante nord, mentre sul lato est gli spessori diminuiscono fino a 30 cm; il materiale utilizzato è quello già adottato al primo livello precedentemente descritto, con un'apparecchiatura sia di tipologia mista, sia di tipologia a sacco e superficie interna intonacata. I tramezzi di ripartizione interni sono costruiti principalmente con fondelli in laterizio. Il solaio di calpestio alla quota di -1.50 m è probabilmente in pietra, mentre l'impalcato di copertura è costituito da volte in laterizio con un piccolo ambiente che presenta un solaio misto con travi in legno e pianelle in laterizio a semplice orditura. Al livello superiore, l'impalcato di copertura è costituito da volte in acciaio e laterizio con orditura semplice. L'ultimo livello presenta un solaio di sottotetto in travi in cemento armato con orditura semplice e forati in laterizio, intonacato all'intradosso, sormontato da una copertura della stessa tipologia, con il tradizionale rivestimento esterno in coppi.

L'utilizzo degli ambienti in tale angolo dell'aggregato è prettamente di residenza, essendo qui localizzati i servizi igienici di servizio al convitto e i magazzini. Le tipologie descritte sono sintetizzate nelle Fig. 20, Fig. 21 e Fig. 22, le quali restituiscono le tipologie di murature e solai individuate, con riferimento sia all'edificio d'angolo, sia alle porzioni adiacenti di aggregato.



- Muratura a sacco
- Muratura regolare
- Muratura mista

Fig. 20 - schema materiali dei paramenti murari



- Volte in laterizio
- Solaio con travi in acciaio e volte in laterizio
- Copertura in latero cemento
- Solaio con travi in acciaio, voltine e controsoffitto in camorcanna

Fig. 21 - schema materiali dei solai

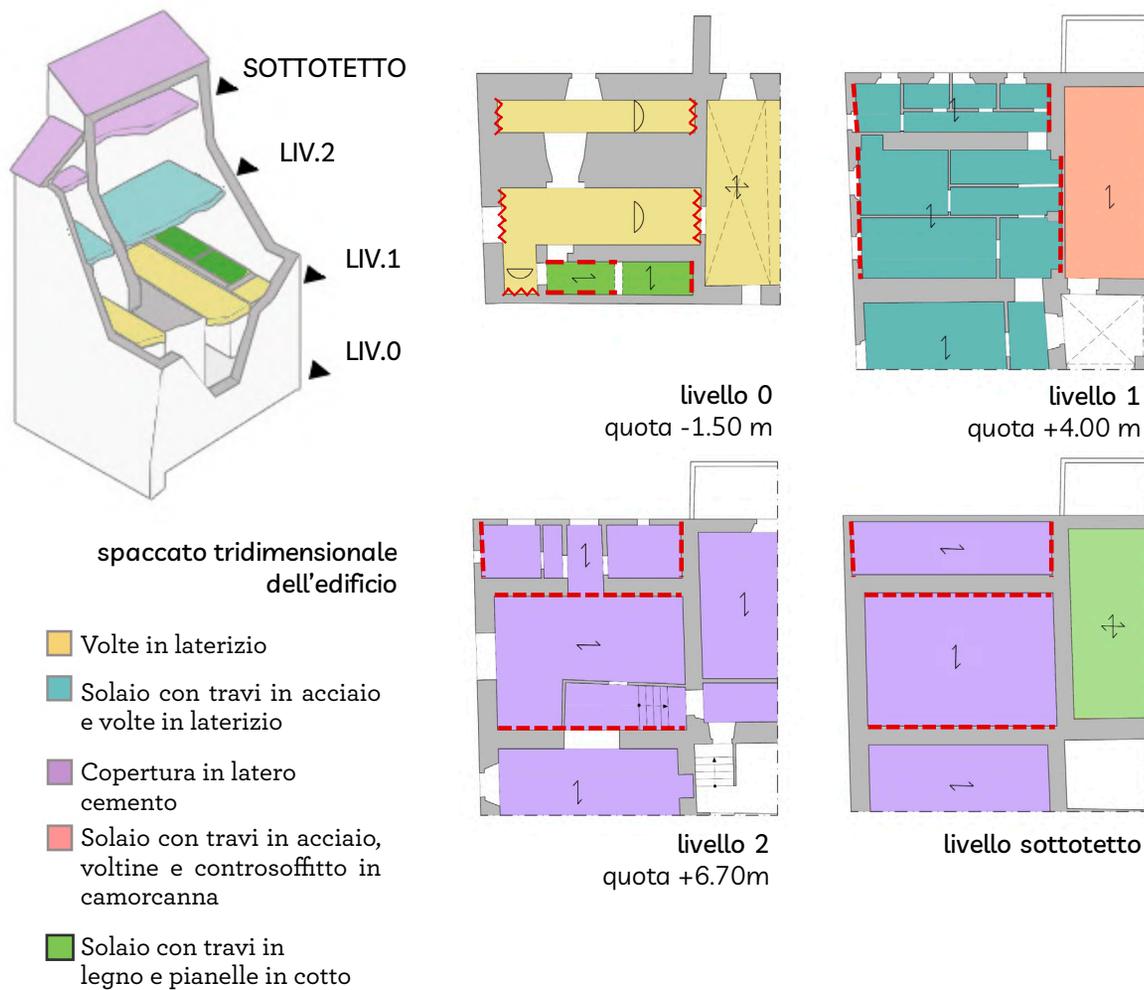


Fig. 22 - schemi riassuntivi della caratterizzazione dei materiali dell'unità d'angolo

OSSERVAZIONI PRELIMINARI SULLE FASI DI INDAGINE

Le indagini sull'aggregato descritte fino ad ora in questo capitolo consentono di individuare nell'unità d'angolo caratteristiche e comportamento tali da poterla considerare una unità strutturale sulla quale effettuare opportuni interventi di rinforzo e miglioramento sismico senza perdere di vista le porzioni adiacenti dell'aggregato che inevitabilmente ne influenzano il comportamento.

L'analisi storica ha documentato interventi invasivi effettuati alla fine del 1800, quando le pareti ad est dell'elemento d'angolo sono state in parte demolite per creare due corpi divisi, successivamente ricollegati, la cui traccia è tutt'oggi visibile al primo piano dell'aggregato. Complessivamente, lo sviluppo dell'unità d'angolo può essere schematizzato dalla Fig. 23, nella quale si evidenziano gli ampliamenti in elevazione eseguiti nella fase storica più significativa in termini di accrescimento per l'aggregato. Lo sviluppo dell'edificio così delineato è mostrato anche dai materiali utilizzati per gli orizzontamenti che, come visibile dagli schemi riportati nella precedente sezione, denunciano la probabile comune evoluzione storica. La varietà maggiore delle tipologie murarie è da ricondurre all'ipotesi di una successione, nel corso degli anni, di interventi di demolizione, ricostruzione e innalzamento che hanno fatto acquisire all'unità una configurazione propria, senza coerenza con le unità adiacenti. Tale aspetto è stato, inoltre, accentuato dal maggior numero di interventi subiti dagli edifici che insistono sul perimetro dell'unità, volti soprattutto al consolidamento strutturale, con ricostruzioni tramite murature dalle migliori caratteristiche resistenti e presidi quali catene e speroni.

Un altro elemento da tenere in considerazione è lo sfalsamento dei solai e le altezze diversificate che causano azioni e spinte non equilibrate sull'unità d'angolo. Già al livello a quota -1.50 m, l'edificio d'angolo possiede uno sfalsamento di circa 4 metri rispetto al piano di calpestio iniziale dell'edificio sul versante nord, mentre sul versante est, dove il piano di calpestio iniziale dell'edificio con gli speroni si trova a quote più basse, tale sfalsamento è limitato a 1.35 m. Oltre a ciò, gli edifici che insistono sul perimetro dell'unità d'angolo hanno altezze

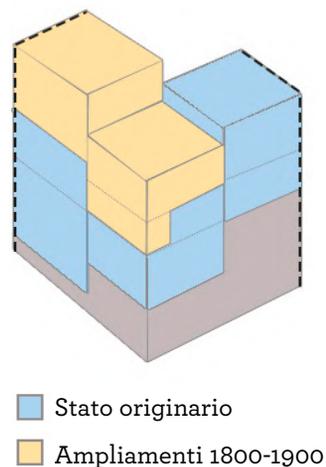


Fig. 23 - schema evoluzione storica unità d'angolo

complessive maggiori, fino a una differenza massima di circa 2 metri. Tutto ciò è testimoniato anche dal quadro fessurativo già descritto in precedenza, che mostra come i meccanismi in atto sull'unità siano prodotti anche da una mancata integrazione e coesione dei sistemi strutturali e delle partizioni verticali.

Tutti questi aspetti sono coerenti con la definizione di unità strutturale fornita al paragrafo 8.7.1 delle NTC 2018, dove si delineano i caratteri che un edificio deve avere per essere identificato come tale all'interno dell'aggregato edilizio; di seguito si riporta l'estratto: *“L'US dovrà avere continuità da cielo a terra, per quanto riguarda il flusso da carichi verticali e, di norma, sarà delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui strutturalmente, ma, almeno tipologicamente, diversi. Oltre a quanto normalmente previsto per gli edifici non disposti in aggregato, per gli edifici in aggregato dovranno essere valutati gli effetti di: spinte non contrastate sulle pareti in comune con le US adiacenti, causate da orizzontamenti sfalsati di quota, meccanismi locali derivanti da prospetti non allineati, sia verticalmente sia orizzontalmente, US adiacenti di differente altezza”*. Come precedentemente descritto e riportato nei dati planimetrici, la porzione di aggregato oggetto di studio si configura come unità d'angolo tra i due “edifici” che delimitano internamente il chiostro sui versanti nord ed est, con pareti che si sviluppano con continuità in altezza. Sebbene le fonti storiche e gli elaborati planimetrici disponibili attestino la presenza dell'unità d'angolo nel complesso sin dalle fasi storiche iniziali, esso risulta essere ad oggi distinto tipologicamente dagli altri due blocchi che insistono sul suo perimetro, assumendo in parte comportamenti differenti nei confronti delle azioni orizzontali, come dimostrato anche dall'analisi della scheda AeDES. Nella valutazione del comportamento sismico di un edificio d'angolo e, in generale, di un edificio inserito all'interno di un aggregato edilizio, occorre considerare come questo interagisca con le unità adiacenti, sia in termini di tipologie di materiali e orizzontamenti adottati, sia in termini di altezze differenti raggiunte, azioni spingenti di solai sfalsati ed eventuali disallineamenti, che portano alla perdita di quei criteri di regolarità e omogeneità che sono fondamentali per garantire un corretto comportamento in fase sismica.

> 3_LA MODELLAZIONE NUMERICA DEL CASO STUDIO

LA MODELLAZIONE NUMERICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA

Una costruzione in muratura è costituita da pareti e orizzontamenti, i quali possiedono un diverso ruolo all'interno del sistema resistente:

- le pareti offrono un contributo resistente sia nei confronti dei carichi verticali, sia nei confronti dei carichi orizzontali;
- gli orizzontamenti hanno il compito di ripartire tra le pareti le azioni orizzontali, in qualità di elementi di irrigidimento, e di distribuire i carichi verticali.

Mentre per la modellazione numerica di elementi in acciaio e calcestruzzo si utilizza la schematizzazione tramite elementi monodimensionali e nodi, per le murature sono stati proposti nel corso degli anni metodi specifici, a causa del comportamento variabile della muratura e dei numerosi fattori che ne influenzano la risposta meccanica. Infatti una parete in muratura possiede un comportamento diversificato a seconda che l'azione agente attivi comportamenti nel piano o fuori piano, meccanismi fortemente influenzati anche dalla disomogeneità della muratura e dalla irregolarità propria di tale metodo costruttivo.

Una prima distinzione prevede la possibilità di utilizzare due metodi:

- modellazione agli elementi finiti (F.E.M.);
- modellazione ai macro-elementi.

La modellazione F.E.M. consiste nel discretizzare la parete come corpo continuo mediante una serie di elementi finiti, collegati in corrispondenza dei nodi: più aumenta il dettaglio della discretizzazione e il numero di elementi che la compongono, maggiore è l'accuratezza dei risultati, ma aumentano i nodi e di conseguenza l'onere computazionale. I risultati di analisi di questa tipologia sono rappresentati tramite mappe che mostrano la risposta del sistema strutturale in termini di spostamenti, deformazioni e tensioni in ogni punto, ma sono molto sensibili alle scelte sulle caratteristiche dei materiali. Inoltre, nell'analisi F.E.M. occorrerebbe definire con cura i parametri che descrivono l'andamento non lineare della legge costitutiva del materiale: in caso di una definizione non coerente le stime delle condizioni di collasso

potrebbero risultare errate.

A fronte delle difficoltà esposte, nella pratica professionale, è più frequente l'utilizzo del secondo metodo di modellazione che non consiste, invece, nel discretizzare la parete in macro-elementi. In particolare, si individuano due tipologie di elementi resistenti:

- maschi murari;
- fasce di piano.

I primi si sviluppano verticalmente con continuità dalle fondazioni fino in sommità, mentre le fasce di piano individuano le porzioni di muratura comprese tra i maschi e due aperture successive in altezza. All'intersezione di questi due elementi vengono individuati i pannelli di nodo. In base al metodo utilizzato per la discretizzazione con questi tre elementi, sono state definite, nel corso degli anni, varie tipologie di modellazione a macro-elementi.

Il metodo più utilizzato nella pratica professionale è quello della modellazione a telaio equivalente, introdotto dalla legislazione italiana nell'O.P.C.M 3274, la quale al par. 4.4 specifica la necessità di ricorrere alla modellazione tramite telai e diaframmi orizzontali. Tale tipologia di schematizzazione, in realtà, è stata introdotta in precedenza con lo sviluppo del metodo S.A.M (1996), acronimo di Simplified Analysis of Masonry, che viene inizialmente concepito per eseguire analisi globali di pareti multipiano, caricate nel proprio piano, semplificate proprio tramite la modellazione a telaio equivalente. L'intera parete è schematizzata tramite elementi monodimensionali, posizionati in corrispondenza delle linee d'asse degli elementi murari, e connessi tramite nodi, considerati infinitamente rigidi e di opportuna estensione (Fig. 24). La modellazione si fatta prende il nome di telaio equivalente avendo quindi ricondotto la parete ad un insieme di nodi ed elementi. Dall'assemblaggio di tali elementi si costruisce il modello tridimensionale che, rispetto alla modellazione del continuo ad elementi finiti, consente di ridurre notevolmente il numero dei gradi di libertà.

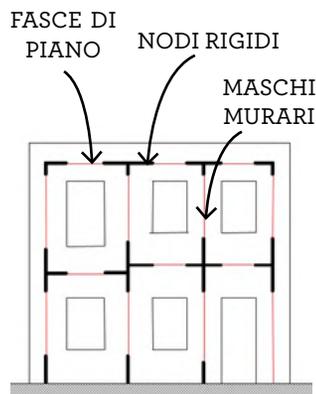


Fig. 24 - schematizzazione parete tramite il metodo a telaio equivalente

LA MODELLAZIONE NUMERICA DEGLI EDIFICI IN AGGREGATO

Il tema centrale indagato nel lavoro concerne lo studio della modellazione di unità strutturali in aggregato, per descrivere al meglio il comportamento strutturale del caso studio costituito dall'unità d'angolo. In particolare, in una prima fase sono state condotte analisi parametriche su edifici "a L" per comprendere gli effetti delle varie ipotesi progettuali sulla risposta strutturale.

Successivamente, l'angolo nord-est dell'aggregato studio è stato modellato in modo dettagliato utilizzando tre differenti configurazioni, al fine di studiare l'effetto delle scelte sulla valutazione del comportamento globale. Nel caso specifico i risultati sono stati presentati in termini di curve di capacità e sono stati confrontati dopo aver normalizzato i risultati. In particolare, i valori del taglio ultimo sono stati scalati con la massa totale delle varie configurazioni, mentre gli spostamenti sono stati scalati per la quota del nodo di controllo. In tale modo, è stato possibile confrontare le resistenze ottenute con le tre diverse modellazioni.

In generale il comportamento delle unità strutturali è influenzato da vari aspetti legati alle caratteristiche dell'aggregato in cui sono inserite. Attualmente, la ricerca è concorde nell'individuare cinque aspetti principali come determinanti nell'analisi della risposta degli edifici in aggregato¹:

- differenze di materiale utilizzato, che comportano unità più o meno rigide nei riguardi dell'azione sismica;
- posizione dell'unità strutturale, rispetto a quelle circostanti;
- aperture irregolari e non allineate tra le pareti delle differenti unità strutturali;
- differenze in altezza;
- presenza di solai sfalsati.

Nella modellazione dell'unità strutturale, individuata tramite le riflessioni descritte al capitolo 2, sono state introdotte delle semplificazioni per non aggravare l'onere computazionale, riportate nelle Fig. 25, Fig. 26 e Fig. 27.

In particolare:

- le porzioni murarie appartenenti a una singola parete nella conformazione reale dell'edificio presentano spessori differenti che nel modello sono stati

¹ Bernardini C., Maio R., Boschi S., Ferreira T. M., Vicente, R., Vignoli A. (2019), *The seismic performance-based assessment of a masonry building enclosed in aggregate in Faro (Portugal) by means of a new target structural unit approach*. Engineering Structures, (191) 386-400

- unificati e ricondotti ad uno spessore medio, inserendo aperture per simulare la presenza di nicchie;
- gli allineamenti delle pareti sono stati ricondotti a direzioni ortogonali, riallineando i pannelli murari che presentano, nella conformazione reale, un andamento inclinato (è il caso, ad esempio, della parete nord);
 - le aperture sulla parete nord sono state allineate, cercando di non stravolgere la configurazione iniziale, al fine di evitare complicazioni di calcolo non giustificate;
 - le tramezzature interne non sono state modellate, ma aggiunte come carichi permanenti strutturali nei solai di interpiano ai vari livelli, ad eccezione degli elementi murari presenti al piano terra, che sono stati comunque modellati al fine di rappresentare la varietà di solai presenti.

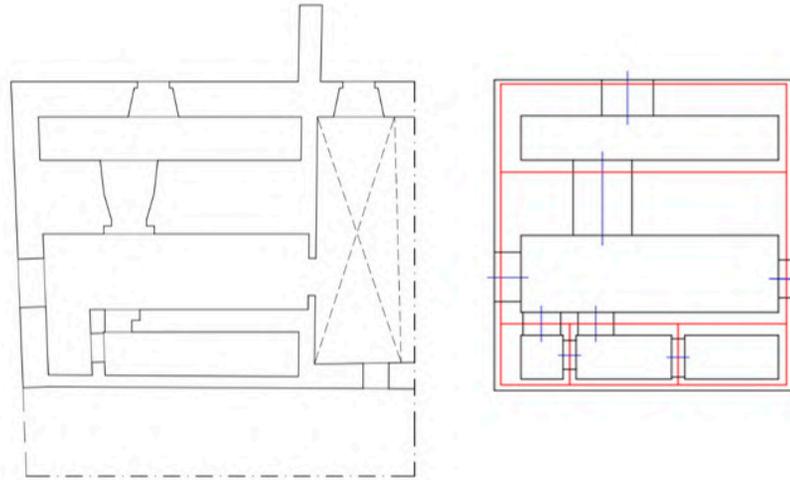


Fig. 25 -pianta reale (a sinistra) e pianta semplificata (a destra) del primo livello; le linee in rosso rappresentano gli assi murari e i segmenti in blu individuano le aperture

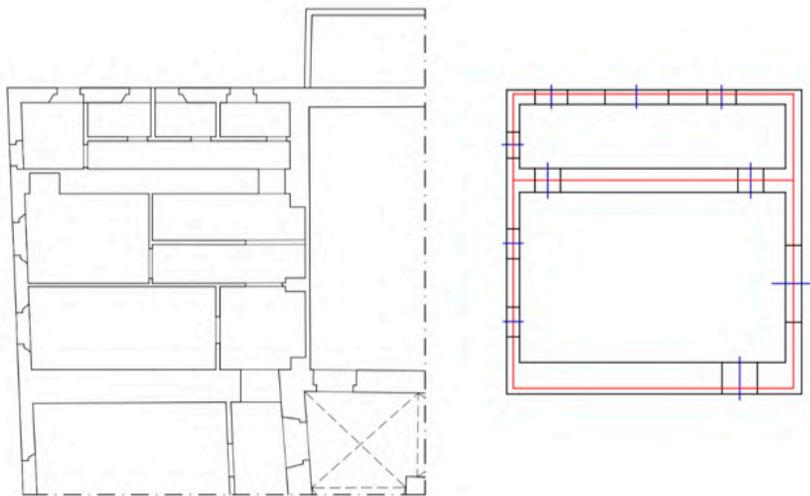


Fig. 26 - pianta reale (a sinistra) e pianta semplificata (a destra) del secondo livello; le linee in rosso rappresentano gli assi murari e i segmenti in blu individuano le aperture

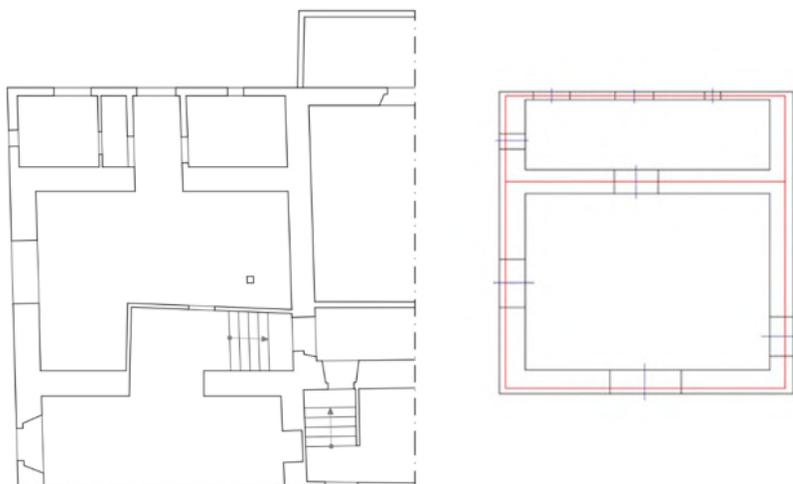
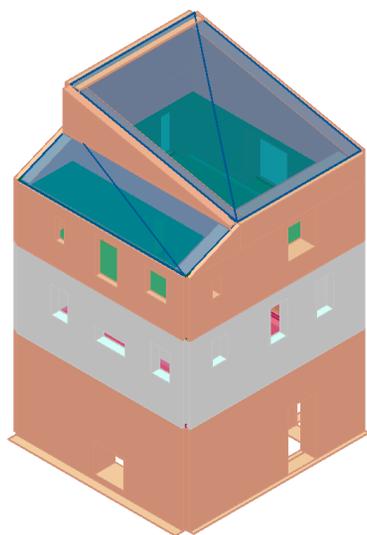


Fig. 27 - pianta reale (a sinistra) e pianta semplificata (a destra) del terzo livello; le linee in rosso rappresentano gli assi murari e i segmenti in blu individuano le aperture



- Muratura in conci sbozzati
- Muratura in pietra a spacco

Fig. 28 - modello tridimensionale della prima configurazione

L'unità strutturale è stata quindi modellata per stimare la risposta sismica in tre configurazioni differenti:

- una prima configurazione in cui l'edificio è considerato isolato e sottoposto a un'azione sismica maggiorata, per simulare l'effetto delle porzioni di aggregato limitrofe;
- una seconda configurazione in cui l'edificio è stato ipotizzato come isolato, modellando le condizioni al contorno tramite l'inserimento di vincoli per rappresentare la rigidità delle pareti delle altre unità strutturali che insistono sul perimetro dell'edificio;
- un'ultima configurazione in cui l'unità è stata modellata assieme alle due porzioni limitrofe dell'aggregato, estese per una lunghezza circa pari alle lunghezze rispettive dell'unità d'angolo.

Inizialmente quindi è stato preso in esame l'angolo nord-est considerato come isolato. Tale modello ha dato indicazioni sull'influenza dei solai e delle pareti sul comportamento dell'unità e sulla calibrazione dei parametri di analisi. Una volta definite le caratteristiche geometriche dell'edificio, sono stati caratterizzati i materiali di murature, solai e volte. La Fig. 28 mostra il modello tridimensionale con le descrizioni delle tipologie murarie assunte nell'analisi.

I risultati sono stati analizzati sia in termini di spostamento, sia in termini di indici di vulnerabilità per ogni stato limite desiderato (condizione di crisi), definiti come il rapporto tra capacità sismica offerta dalla struttura e domanda attesa per la zona di riferimento, descritte in termini di accelerazione di picco (PGA): più è basso l'indice, più la struttura è vulnerabile.

Nella seconda configurazione, a partire dal modello elaborato nella prima configurazione, sono stati inseriti i vincoli per schematizzare gli effetti delle pareti delle unità limitrofe (Fig. 29 e Fig. 30). In particolare, sono stati impediti gli spostamenti di tutti i nodi al livello 1 appartenenti alla parete esposta a sud, in quanto l'unità adiacente si sviluppa a partire dal livello 2, al di sopra di un blocco considerabile come rigido. I nodi di estremità delle pareti sono stati considerati cedevoli elasticamente nelle due direzioni

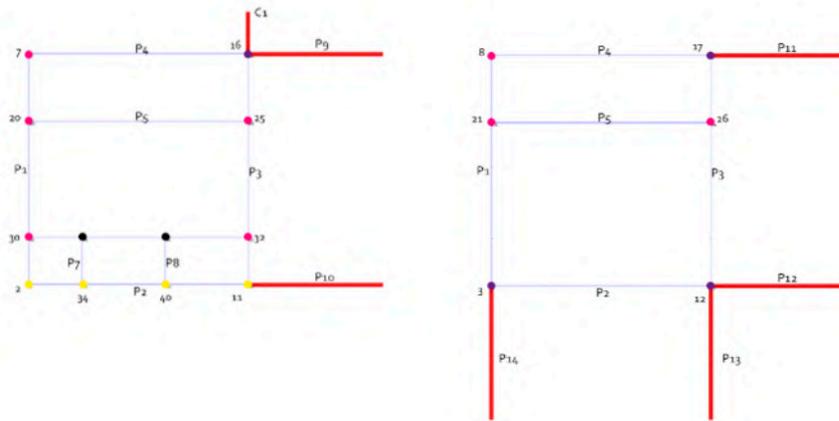


Fig. 29 - inserimento dei vincoli, indicati con cerchi gialli, ai livelli 1 (a sinistra) e 2 (a destra) in corrispondenza delle pareti delle unità adiacenti, indicate in rosso

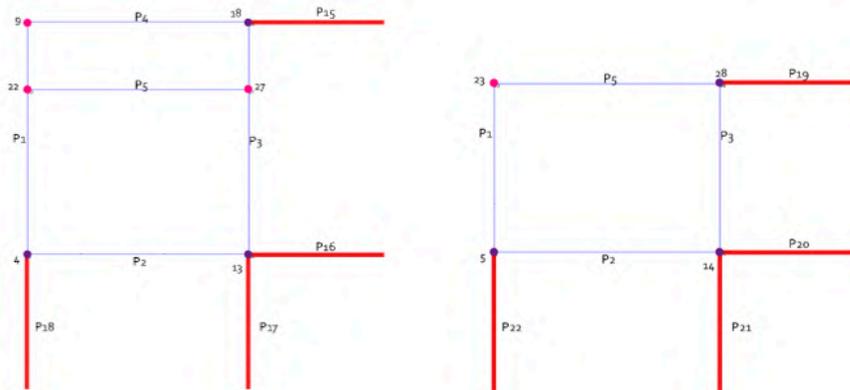
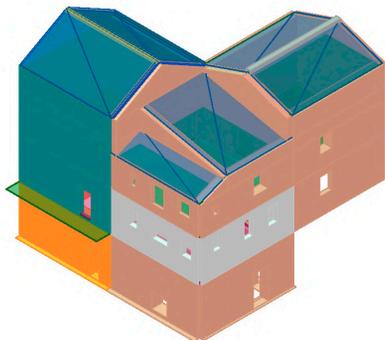


Fig. 30 - inserimento dei vincoli, indicati con cerchi gialli, ai livelli 3 (a sinistra) e 4 (a destra) in corrispondenza delle pareti delle unità adiacenti, indicate in rosso



- Muratura in conci sbozzati
- Muratura in pietra a spacco
- Muratura in laterizi
- Muratura in pietra a spacco con iniezioni di miscele leganti

Fig. 31 - modello tridimensionale della terza configurazione

ortogonali nel piano, a seconda della direzione delle pareti adiacenti. La rigidezza equivalente utilizzata nella definizione del vincolo è stata opportunamente calcolata.

Nella terza configurazione sono state modellate, oltre all'edificio d'angolo, anche le unità adiacenti per una lunghezza di circa 10 metri, operando le stesse semplificazioni già descritte in precedenza. Un'ulteriore semplificazione adottata nella modellazione tridimensionale è stata quella di trascurare gli sfalsamenti dei solai, poiché ritenuti di entità trascurabile, uniformando le altezze tra i vari livelli di interpiano.

Anche in questo caso, per le porzioni delle unità adiacenti sono stati presi come riferimento i risultati delle precedenti indagini databili al 2008, adeguando i carichi variabili secondo le disposizioni della Normativa vigente e inserendo nell'unità ad est gli interventi di miglioramento effettuati successivamente. Nella Fig. 31 è riportata la vista del modello tridimensionale realizzato e la distinzione dei materiali inseriti, considerando anche la presenza del balcone al livello 1.

CONSIDERAZIONI SULLA MODELLAZIONE NUMERICA

La modellazione numerica dell'unità strutturale oggetto di studio si è basata sull'analisi di più configurazioni, cercando di descrivere in differenti modi il comportamento dell'edificio d'angolo per effetto del suo inserimento in aggregato.

Data la forte irregolarità sia dell'aggregato, sia dell'unità stessa, l'utilizzo di più modellazioni ha permesso di valutare criticamente la risposta dell'edificio. La prima configurazione, come già specificato in precedenza, è stata utilizzata come punto di partenza di una valutazione tramite la quale mettere in evidenza gli effetti delle unità adiacenti sulla risposta dell'edificio d'angolo, permettendo la calibrazione dei parametri del modello. La modellazione tramite vincoli cedevoli elastici utilizzata per la seconda configurazione segue l'approccio ideato da C. Valotto per la valutazione della vulnerabilità sismica di

edifici d'angolo a Timisoara² che è stato spesso utilizzato in letteratura per eseguire una valutazione semplificata della risposta sismica di una unità in aggregato. Tuttavia, gli stessi autori hanno sottolineato, in seguito all'analisi dei risultati ottenuti, la minore affidabilità di tale metodo nel rappresentare la rigidità delle pareti adiacenti, in quanto i vincoli lavorano solo in fase elastica.

Nel caso della porzione di aggregato in angolo analizzata in questo lavoro di tesi, la modellazione tramite vincoli ha evidenziato una risposta non conforme con il comportamento emerso dalla fase preliminare di indagine. Infatti, la rigidità in direzione della parete est è minore della rigidità nella direzione della parete nord, nonostante le porzioni di aggregato che si sviluppano lungo la direzione est abbiano subito interventi di miglioramento sismico con conseguente aumento delle caratteristiche meccaniche e resistenti. Tale disomogeneità dei risultati è dovuta alle limitazioni insite nell'inserimento dei vincoli che esplicano nella direzione prescelta solo effetti sull'incremento della resistenza, ma non contribuiscono a descrivere l'aumento di spinta e di azione sismica che generalmente viene prodotta dalla presenza di edifici in adiacenza alle pareti perimetrali.

La terza configurazione ha previsto la modellazione di porzioni adiacenti di aggregato in misura limitata, utilizzando distanze individuate dai primi campi di solaio successivi ai limiti dell'edificio d'angolo. In questo modello, se pur limitato in estensione, le analisi hanno evidenziato un comportamento più simile al comportamento osservato in situ attraverso l'analisi del quadro fessurativo.

Rispetto alla prima configurazione, l'inserimento dei vincoli comporta un aumento apprezzabile della resistenza dell'edificio, come evidenziato dall'andamento delle curve di capacità e dagli indici di vulnerabilità. Questo stesso andamento viene evidenziato dalla modellazione dell'unità d'angolo con le porzioni degli edifici adiacenti sui lati sud ed ovest, con un incremento ancora maggiore della resistenza, che, in modellazioni ulteriormente semplificate andrebbe, quindi, perso. Quest'ultima modellazione mostra, inoltre, un andamento del quadro di danneggiamento più simile a quello riscontrato in sede di valutazione del quadro fessurativo della struttura.

² Valotto C., Taffarel S., Marson C., Munari M., Da Porto F., Modena C. (2016), *Seismic vulnerability assessment of corner buildings in the historical centre of Timisoara*. IB2MAC - 16° International Brick and Block Masonry Conference, Padova.

Infatti, sul lato est, la parete ha evidenziato presenza di lesioni orizzontali per flessione nei maschi dell'ultimo piano, assieme a lesioni diagonali di taglio concentrate soprattutto nella zona del cantonale. Anche nella parete nord, si registrano maggiori danni per taglio nei maschi tra due aperture contigue, localizzati soprattutto del livello intermedio.

A fronte dei risultati ottenuti, si può concludere che la terza configurazione descrive in modo sufficientemente accurato il comportamento strutturale dell'unità d'angolo. Questo modello numerico è stato quindi utilizzato per la valutazione degli effetti di ipotetici interventi di rinforzo. Infatti, i risultati ottenuti da tale modellazione, che ha necessariamente richiesto delle semplificazioni data la forte irregolarità della struttura oggetto di studio e, in generale, della non uniformità della risposta del materiale muratura stesso, costituiscono un utile riferimento per la valutazione dell'efficacia di interventi volti a diminuire la vulnerabilità dell'edificio. Dall'analisi dei risultati numerici e del grado di danno sembra opportuno:

- migliorare le caratteristiche resistenti delle murature;
- inserire dei tiranti al piano terra per contenere la spinta delle volte e migliorare il collegamento tra il solaio e le pareti al primo piano, in modo da diminuire la vulnerabilità nella direzione di orditura;
- inserire cordoli in sommità alle murature per evitare l'insorgere di meccanismi locali di ribaltamento dei pannelli murari;
- sostituire la copertura in laterocemento con una copertura leggera in legno, diminuendo il peso sui pannelli murari.

Si specifica che per gli scopi del lavoro della tesi di laurea la modellazione è stata eseguita non considerando le fondazioni e utilizzando quindi vincoli rigidi. Si ritiene che un eventuale progetto dovrà prevedere anche un intervento di consolidamento degli elementi in fondazione, in quanto sia le fonti storiche, sia le documentazioni tecniche di indagini sul suolo, hanno evidenziato problemi di cedimento fondale e inadeguatezza del sistema di fondazione già nel 2008.

Un'ulteriore fase nella valutazione della sicurezza di un edificio in muratura è rappresentata dalla verifica nei riguardi di tutti quei meccanismi locali, valutati come significativi in sede di indagine visiva del fabbricato. La verifica va eseguita confrontando la capacità sismica e la domanda sismica. In particolare, per un edificio ad uso scolastico la normativa attuale di riferimento prescrive che il rapporto tra capacità e domanda sismica sia

almeno pari a 0,6.

Sono stati scelti i meccanismi locali ritenuti significativi per l'unità d'angolo in esame, anche in seguito alle indagini visive effettuate in loco e all'esecuzione del rilievo fessurativo delle pareti dell'unità strutturale orientate ad est e a nord. Un elenco esaustivo dei possibili meccanismi di I e II modo che possono interessare gli edifici in muratura è riportato nelle Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi, a cura di L. Milano et al., Napoli, Protezione Civile et ReLUIS, che sintetizzano gli aspetti principali dell'analisi dei cinematismi di collasso locali. Le Fig. 32 e 33 descrivono, rispettivamente, i meccanismi di ribaltamento e di flessione verticale.

Sia la parete est, sia la parete nord dell'edificio d'angolo mostrano una significativa vulnerabilità nei confronti del meccanismo locale di ribaltamento semplice e parziale. Le cause che comportano l'attivazione di tale meccanismo generalmente sono varie:

- assenza di collegamento alle pareti ortogonali;
- assenza di cordoli o catene ai piani;
- orizzontamenti flessibili e non adeguatamente collegati;
- muratura scadente.

Tali aspetti sono tutti stati individuati come possibili vulnerabilità per l'unità d'angolo in seguito all'indagine in situ.

Le pareti dell'unità d'angolo mostrano un'ulteriore significativa vulnerabilità anche nei confronti del meccanismo di flessione verticale. Anche per tale meccanismo, le cause che ne comportano l'attivazione sono varie, ma le principali possono essere così riassunte:

- snellezza eccessiva delle pareti;
- carenza di collegamento alle pareti ortogonali;
- orizzontamenti intermedi non adeguatamente collegati;
- muratura scadente.



Fig. 32 - immagini che illustrano il meccanismo di ribaltamento, riportate nelle schede illustrative dei principali meccanismi di collasso allegate alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Ripartizioni (ReLuis e Protezione Civile, 2011)



Fig. 33 - immagini che illustrano il meccanismo di flessione verticale, riportate nelle schede illustrative dei principali meccanismi di collasso allegate alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Ripartizioni (ReLuis e Protezione Civile, 2011)



ANALISI DELLE IPOTESI PROGETTUALI

Le normative tecniche per le costruzioni vigenti individuano tre categorie di intervento possibili da attuare sugli edifici esistenti, riportate al par. 8.4 del relativo testo di legge. Si distinguono:

- interventi di riparazione locali, che interessano solo parti ridotte dell'edificio e singoli elementi strutturali;
- interventi di miglioramento, che mirano ad aumentare la sicurezza strutturale senza raggiungere necessariamente i livelli di sicurezza prescritti in normativa per le nuove costruzioni;
- interventi di adeguamento, che aumentano la sicurezza strutturale conseguendo i livelli di sicurezza prescritti in normativa per le nuove costruzioni.

Le disposizioni per gli interventi di miglioramento sismico sono riportate al par. 8.4.2; esse prevedono che, per le costruzioni in classe d'uso III ad uso scolastico, come l'aggregato cui appartiene l'unità oggetto di studio, il valore del coefficiente che indica la vulnerabilità sismica, a seguito degli interventi, deve assumere un valore non minore di 0,6, ma può comunque essere minore di 1, pur dovendo dimostrare un miglioramento della vulnerabilità sismica. Tale coefficiente, come precedentemente descritto, rappresenta il rapporto tra *“l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”*.

Gli interventi progettuali vanno orientati alla conservazione della costruzione, attraverso l'utilizzo di tecniche e materiali che si integrino con la struttura esistente, evitando demolizioni-ricostruzioni significative, in modo da contenere gli interventi e producendo l'impatto minimo sui manufatti del patrimonio culturale. In tal senso, vanno seguite le regole del restauro, preferendo tecniche reversibili e non invasive, mirate alla conservazione dell'edificio². Per ciò che riguarda l'unità oggetto di studio, gli interventi

¹ cfr. par. 8.3, NTC 2018.

² Circolare n. 26 del 02/12/2010, Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio del patrimonio culturale. Segretario Generale del Ministero dei Beni Culturali.

progettuali ipotizzati possono così essere elencati:

- consolidamento e rinforzo della muratura tramite operazioni di cuciscuci e inserimento di diatoni;
- inserimento di catene al piano terra per stabilizzare le volte a botte e l'arco sulla parete nord;
- consolidamento dei solai al primo e al secondo piano;
- inserimento dei cordoli in acciaio in sommità alle murature;
- rifacimento del solaio di copertura, sostituendo il precedente solaio in latero-cemento;
- interventi di consolidamento del sistema di fondazione, visti i fenomeni di cedimenti che interessano da sempre l'area, tema che non è stato affrontato nel lavoro di tesi dal punto di vista del calcolo strutturale.

INCREMENTO DELLA RESISTENZA DELLA MURATURA

Al fine di risanare e riparare le porzioni di muratura danneggiate, evidenziate in fase di analisi critica dei danni, possono essere proposti interventi di sostituzione e miglioramento tramite materiali con caratteristiche meccaniche analoghe a quelli esistenti. L'intervento di "*cuci e scuci*" ha lo scopo di eliminare le discontinuità della muratura causata da lesioni, sostituendo, ove necessario, il materiale degradato. In caso di lesioni passanti, è opportuno sostituire la muratura per circa 50 cm a cavallo della lesione, avendo cura di iniziare la sostituzione dal basso e, comunque, sempre procedendo dalle zone esterne verso l'interno, articolando le operazioni in piccoli cantieri. Un'ulteriore evoluzione di tale tecnica di intervento prevede l'utilizzo di materiali compositi, inserendo, in appositi tagli orizzontali, laminati in fibre di vetro. È opportuno prestare attenzione alle zone di passaggio tra vecchio e nuovo materiale, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente tramite ammorsature anche trasversalmente, disponendo dei diatoni ad un certo interasse.

L'inserimento dei diatoni realizza un collegamento efficace tra i paramenti (Fig. 34), impedendo il distacco, riducendo i fenomeni di instabilità per compressione e garantendo alla muratura un comportamento scatolare nei confronti di azioni ortogonali al proprio piano. L'inserimento di elementi resistenti trasversali si rivela particolarmente utile per le murature al piano

terra, costruite in muratura a sacco. Tale intervento ha lo scopo di aumentare i valori dei parametri di resistenza della muratura: la circolare esplicativa delle NTC 2018 prevede, al par. C8.5.3.1 un coefficiente migliorativo pari a 1,5 per la muratura in conci sbozzati con paramenti spessore disomogeneo presente nell'edificio oggetto di studio. Tradizionalmente, tali elementi vengono realizzati in cemento armato dentro fori eseguiti tramite carotatrice, con un carattere che può assumere tratti anche invasivi.

Già nel quadro normativo precedente, viene proposto, in alternativa, per aree di dimensioni limitate, l'utilizzo di tirantini antiespulsivi, costituiti da barre metalliche poste in direzione trasversale, fissate ai lati della parete con apposite rondelle e messe, ove necessario, in uno stato di presollecitazione. Tecniche innovative recenti mirano a realizzare diatoni artificiali che coniughino l'efficacia dei tirantini e l'adozione di materiali e tecniche meno invasive per le murature, adottando, ad esempio, ancoraggi ad iniezione controllata e diatoni artificiali ad espansione. Ulteriori interventi e presidi di miglioramento che possono essere adottati consistono nel risanare, ove possibile, lo spessore murario dei paramenti eccessivamente snelli, localizzati agli ultimi piani dell'edificio, in modo da regolarizzare il comportamento nei confronti dei meccanismi locali di flessione verticale.

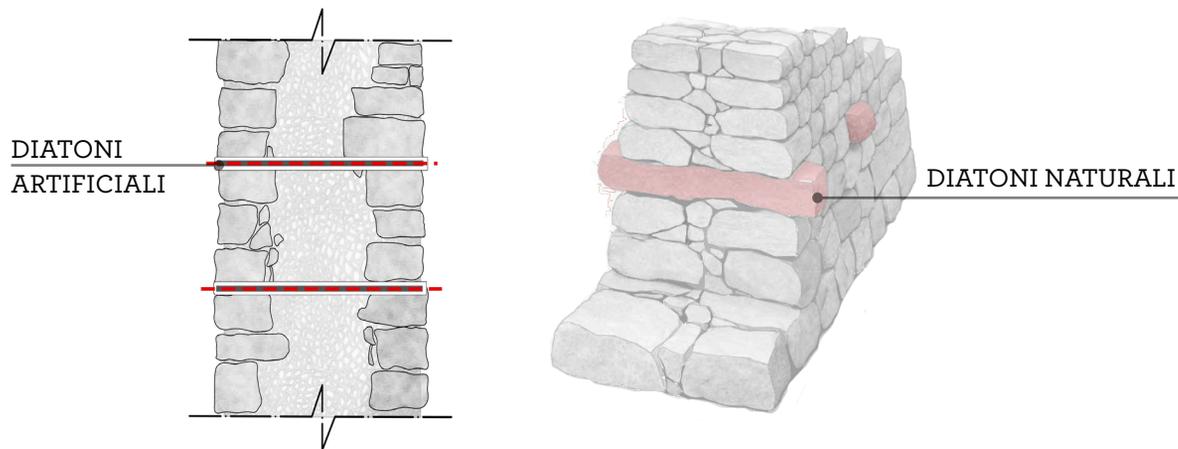


Fig. 34 - esempio di inserimento di diatoni artificiali (a sinistra) e naturali (a destra) all'interno di pareti murarie

CONSOLIDAMENTO DEI SOLAI

Come descritto precedentemente nella valutazione critica dello stato di danneggiamento dell'edificio, possono essere proposti interventi di consolidamento di solai sia in termini di irrigidimento, sia in termini di miglioramento dell'ammorsamento con le pareti murarie. Ove possibile, si deve valutare l'effettiva presenza di un getto collaborante in calcestruzzo armato, avendo cura di prevedere l'apposito collegamento tra gli elementi resistenti degli orizzontamenti e le armature tramite connettori adeguati. Nel caso dei solai a putrelle e voltine, inoltre, un ulteriore intervento di consolidamento potrebbe prevedere l'utilizzo di piatti di collegamento trasversali posti tra gli elementi in acciaio. L'intervento che, nel caso oggetto di studio, appare significativo e prioritario, riguarda il miglioramento del collegamento tra solai e pareti, a seguito delle lesioni sulla muratura dovute alla formazione di meccanismi di espulsione e ribaltamento.

Un possibile metodo per ottenere un migliore comportamento scatolare dell'edificio consiste nell'eseguire una serie di perforazioni armate, disposte in maniera ravvicinata e diffusa (Fig. 35), che connettano gli elementi in acciaio delle solette di completamento alle murature perimetrali. Un esempio di attuazione di tale tecnica è fornito dall'intervento di "*Grip-round*"³, nel quale si realizzano chiodature inclinate e fissate sia alla muratura, tramite adesivi chimici in resina, sia alla rete elettrosaldata delle solette di completamento dei solai tramite appositi connettori. L'utilizzo di adesivi chimici diminuisce l'impatto dell'intervento sulla muratura, in quanto, a differenza dei materiali a base di malta o betoncini, permettono di eseguire fori di pochi millimetri di diametro.

Tale tipologia di intervento può essere effettuata anche nel calpestio del primo solaio a contatto con le fondazioni. L'attenzione deve essere posta anche al consolidamento, al piano terra, dei solai in legno che attualmente mostrano un'orditura semplice costituita da travicelli ed elementi in laterizio. Previa attuazione di operazioni di conservazione e sostituzione delle pianelle danneggiate, nonché degli elementi lignei ammalorati, vanno eseguite opere mirate al miglioramento del collegamento tra i travicelli e le murature

³ Cucinella A. (2014), Interventi di grip-round per l'adeguamento antisismico dell'edificio in muratura della Scuola Media Statale "Vittorio Veneto" in Sorrento (NA)

perimetrali e alla sostituzione degli attuali presidi messi in opera in forma di barre metalliche.

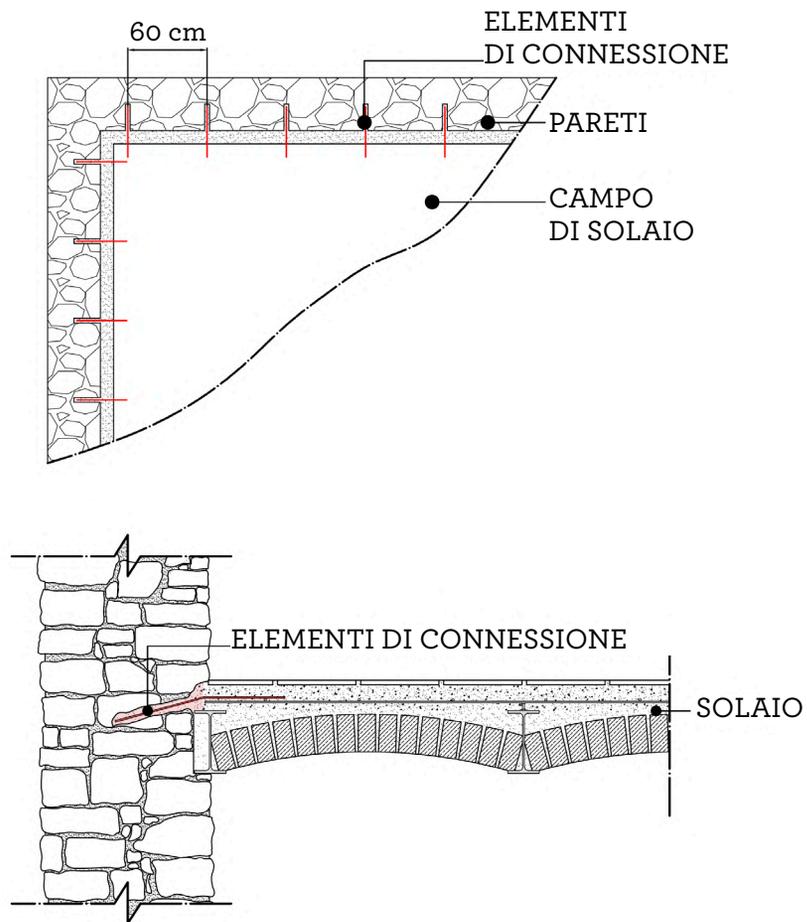


Fig. 35 - esempio di applicazione della tecnica del "Grip-round"

CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE

Un'ulteriore proposta di intervento riguarda l'inserimento di tiranti al piano terra, in corrispondenza degli ambienti voltati a botte. L'utilizzo di tali dispositivi favorisce il comportamento scatolare dell'edificio, aumentando notevolmente il grado di connessione tra le murature e inibisce la formazione dei meccanismi locali di ribaltamento fuori piano. Solitamente i tiranti sono realizzati con barre tonde in acciaio a bassa resistenza e disposti generalmente alla quota degli impalcati, anche se la distanza ottimale si attesta a circa un terzo della freccia (Fig. 36) con interassi in genere inferiori ai 5 metri.

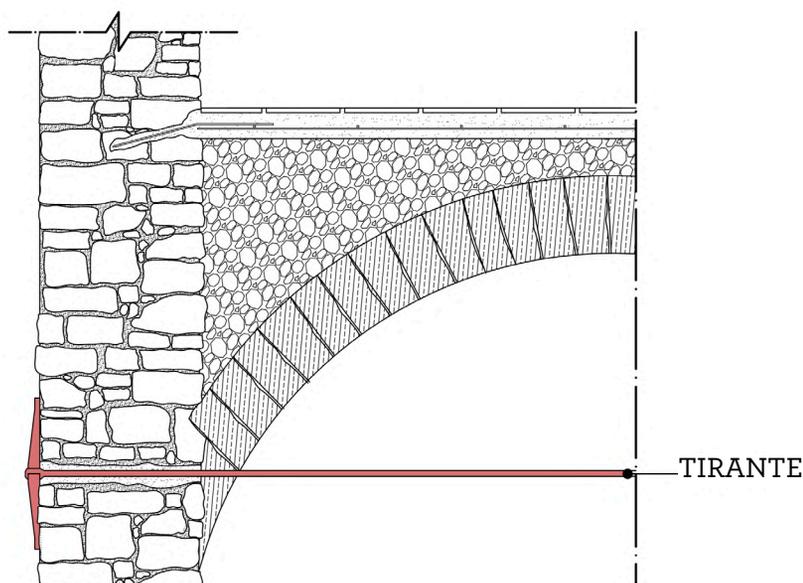


Fig. 36 - esempio di applicazione di tiranti per contrastare la spinta della volta

Le fasi di messa in opera dei tiranti possono così essere riassunte:

1. esecuzione dei fori nella muratura, con un diametro che generalmente va dai 25 ai 30 mm;
2. scasso nella muratura al fine di preparare la superficie dove disporre le piastre di ancoraggio con la disposizione di malta a ritiro compensato;
3. taglio e preparazione dei tiranti, con filettatura agli estremi;
4. inserimento dei tiranti nella posizione necessaria;

5. messa in opera della piastra, con spessori normalmente intorno ai 15 mm;
6. messa in tensione dei tiranti con chiavi dinamometriche, con tensioni limitate.

Il progetto dei tiranti per il piano terra, inseriti al livello delle imposte delle volte a botte, può essere eseguito stimando la forza di tiro necessaria per verificare il cinematismo locale di ribaltamento, applicando il principio dei lavori virtuali. I tiranti potrebbero anche essere inseriti nella parete nord dell'edificio d'angolo, a livello dei piedritti dell'arco la cui spinta sembra essere attualmente non correttamente contrastata, come precedentemente discusso nella descrizione del quadro fessurativo osservato.

RIFACIMENTO DELLA COPERTURA

Le coperture attualmente presenti nell'unità d'angolo risultano essere eccessivamente pesanti per le pareti, con fenomeni evidenti di lesioni ai maschi murari e alle fasce poste immediatamente sotto alle falde. L'intervento proposto consiste nella demolizione dell'attuale solaio di copertura e nel suo rifacimento completo, optando per una tipologia più leggera, come una copertura in legno a doppia orditura, prediligendo elementi in castagno già adottati nei precedenti interventi progettuali, sulla quale impostare una semplice stratigrafia costituita da un doppio tavolato, una coibentazione e un'adeguata impermeabilizzazione. Per mantenere visivamente l'intervento integrato nel complesso dell'aggregato, è preferibile realizzare il manto di copertura tramite coppi, se possibile, di recupero. I precedenti interventi progettuali ipotizzati dalla provincia di Perugia nel 2008, prevedevano anche la demolizione dei solai di sottotetto in latero cemento. In alternativa, possono essere effettuate semplici operazioni di consolidamento, con le tecniche precedentemente esposte.

L'inserimento dei cordoli in sommità alla muratura rappresenta una soluzione efficace per collegare le pareti e migliorare la loro interazione con la copertura. I cordoli in acciaio costituiscono un'alternativa meno invasiva al classico cordolo in calcestruzzo armato e sono caratterizzati da leggerezza e reversibilità.

Ci sono due modalità principali di esecuzione dell'intervento⁴:

- utilizzando una struttura reticolare, in elementi angolari e piatti metallici, collegata tramite perforazioni armate;
- utilizzando piatti o profili posti sui due paramenti e collegati tra loro con barre passanti.

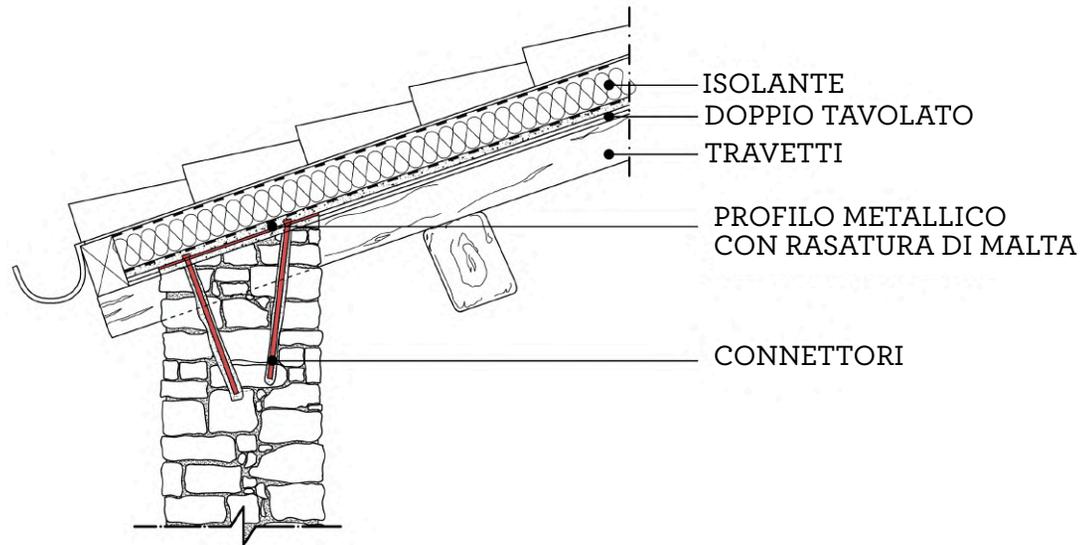


Fig. 37 - esempio di applicazione di cordolo reticolare in acciaio con copertura in legno a doppia orditura

Generalmente, si predilige la prima soluzione, con l'adozione di profili piatti o angolari da connettere con elementi trasversali (Fig. 37) che, come nella configurazione di una trave reticolare, assumono la funzione di diagonali e montanti. Il collegamento migliore con la muratura si ha ammorsando il cordolo così configurato alla parete tramite perfori armati in corrispondenza dei nodi. Il dimensionamento complessivo del cordolo si esegue calcolando il tiro necessario per evitare il meccanismo di ribaltamento di parete, con cui dimensionare il corrente longitudinale dell'elemento reticolare con schema di semplice appoggio. Le fasi di esecuzione dei perfori armati per il

⁴ Circolare n. 26 del 02/12/2010, Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio del patrimonio culturale. Segretario Generale del Ministero dei Beni Culturali.

collegamento alla muratura possono essere così elencate:

1. perforazione della muratura per alloggiare le barre in fori di circa 35-45 mm;
2. lavaggio dei perfori con acqua a bassa pressione;
3. inserimento nei fori di barre di acciaio ad aderenza migliorata, generalmente di diametro compreso tra i 10 e i 18 mm;
4. sigillatura delle imperniature con iniezioni a bassa pressione di legante epossidico o a base di malta.

Occorre eseguire i perfori in maniera sfalsata in pianta e in profondità, così da non creare punti preferenziali di discontinuità.

CONSOLIDAMENTO DELLE FONDAZIONI

Per valutare il comportamento globale dell'aggregato, nella modellazione numerica è stata ipotizzata la presenza di fondazioni sulle quali sono già stati attuati interventi di consolidamento. La necessità di un intervento di miglioramento in fondazione è, del resto, già testimoniato dal quadro fessurativo e dalle indagini effettuate dalla Provincia di Perugia e descritte nelle relazioni preposte.

Tali risultati hanno evidenziato la presenza di fondazioni realizzate come semplice estensione del pannello murario nel terreno. Gli interventi in fondazione proposti rientrano nella classe di interventi diretti e prevedono l'ampliamento della superficie di contatto tra fondazione e terreno e la creazione di una sottofondazione in micropali "a cavalletto", ossia disposti in direzione inclinata rispetto alla verticale (Fig. 38) per un angolo che generalmente non supera i 30°. L'ampliamento della fondazione è solitamente realizzato tramite l'utilizzo di cordoli in calcestruzzo armato disposti ai lati del paramento murario, in modo da redistribuire il carico su una superficie più ampia e diminuire conseguentemente le pressioni esercitate sul terreno. È opportuno realizzare dei traversi di collegamento che garantiscano la collaborazione dei due cordoli posti ai lati della parete. Generalmente le fasi di esecuzione prevedono:

1. regolarizzazione della superficie in fondazione tramite un getto in magrone;
2. esecuzione dei fori nella muratura atti a disporre gli elementi dei

- traversi;
3. posa in opera delle armature dei traversi e dei cordoli in calcestruzzo armato;
 4. predisposizione dei casseri ed esecuzione dei getti in conglomerato.

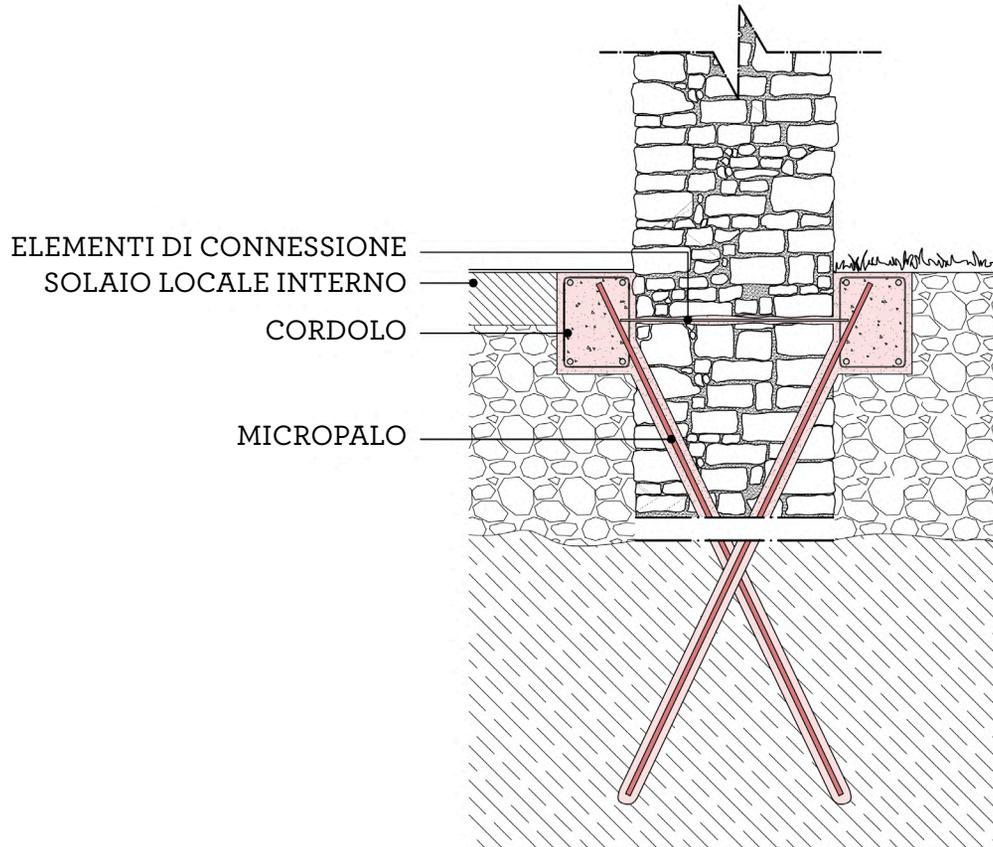


Fig. 38 - esempio di consolidamento delle fondazioni tramite micropali a cavalletto

Dati i problemi di resistenza associati al terreno, è opportuno cercare di aumentare la profondità del sistema di fondazione, inserendo micropali che riescano a raggiungere strati di terreno più resistenti: infatti, gli strati superficiali di terreno, fino a una profondità di 6 metri circa, sono costituiti da argille poggianti su un strato di ghiaia. Tali informazioni sono riportate nella relazione tecnica della Provincia di Perugia datata al 2008, a seguito di indagini

in fondazione. Uno dei metodi più comunemente utilizzati vede la realizzazione di pali di piccolo o medio diametro collegati alla fondazione sovrastante e disposti in direzione inclinata; data la modesta dimensione degli elementi chiamati in gioco, è un intervento facilmente attuabile e che richiede macchinari di modesti ingombri. I pali vanno collegati alle strutture di fondazione, ossia ai cordoli precedentemente ipotizzati. I micropali generalmente possono essere realizzati a rotazione o rotopercussione, con diametri fino a 25 cm e un'estensione che raggiunge i 25-30 metri di lunghezza. Principalmente si utilizzano due tipologie di micropali: micropali di tipo radice, realizzati con malta cementizia iniettata ad alta pressione nel foro e armata con una barra in acciaio; micropali di tipo tubifix, costituiti da un profilo tubolare in acciaio nel quale viene effettuato il getto.

VALUTAZIONE DELL'EFFICACIA DELLE IPOTESI PROGETTUALI

Al fine di valutare l'efficacia degli interventi progettuali ipotizzati, sono state ripetute le analisi numeriche aggiornando le seguenti caratteristiche:

- inserimento al piano terra delle catene al livello del piano d'imposta delle volte a botte con interasse di circa 2 metri, con l'impiego di elementi in acciaio S275 di 20 mm di diametro con un tiro di 4000 daN;
- miglioramento delle caratteristiche delle murature, inserendo i necessari coefficienti migliorativi previsti per interventi riguardanti l'inserimento di diatoni e l'iniezione di miscele leganti;
- inserimento di cordoli metallici all'ultimo livello attraverso pannelli in muratura sormontati da travi in acciaio, dotate delle caratteristiche meccaniche e geometriche di profili UPN 140 (in linea con i profili precedentemente adottati negli interventi effettuati sull'aggregato);
- riduzione dei carichi sul tetto e modifica della tipologia, in luogo dell'ipotesi di rifacimento della copertura;
- miglioramento dell'ammorsamento al primo piano delle putrelle in acciaio alle murature e inserimento di piatti di collegamento tra gli elementi in acciaio, migliorando la rigidezza del solaio in entrambe le direzioni.

I risultati hanno mostrato un aumento della capacità e della resistenza a taglio nella direzione della parete nord fino al 20% circa dei valori precedenti.

Questi interventi hanno consentito l'incremento del numero delle verifiche che soddisfano i limiti richiesti in Normativa. Le stesse considerazioni valgono anche

per i valori degli indici di vulnerabilità, che mostrano una diminuzione della vulnerabilità nella direzione della parete nord, che rappresenta la direzione critica pre-intervento.

Sono state ripetute le verifiche nei confronti dei cinematismi locali che hanno mostrato un miglioramento significativo, che, al di là del carattere indicativo dei valori numerici assunti, definisce l'efficacia degli interventi previsti per l'unità.



RISULTATI E SVILUPPI FUTURI

Nel lavoro di tesi di laurea sintetizzato in questo Quaderno sono state presentate le analisi per la valutazione della risposta di una porzione di edificio in aggregato. La valutazione della sicurezza dell'edificio oggetto di studio ha seguito il procedimento prescritto ed indicato dalla Normativa vigente. Le indagini preliminari sono partite da un'analisi storico critica dell'intero aggregato, accompagnata alla lettura dei rilievi e dei risultati delle prove di caratterizzazione dei materiali disponibili, aggiornati secondo la cronologia degli interventi effettuati sull'aggregato nel corso degli ultimi venti anni. Da tali indagini, è emerso come la porzione di aggregato d'angolo posto a nord-est, pur essendo presente dalle origini dell'aggregato, abbia subito, nel corso degli anni, interventi e ricostruzioni tali da modificarne completamente l'aspetto iniziale. Sia i materiali adottati per le murature e per gli orizzontamenti, sia una prima lettura del quadro fessurativo, denotano caratteristiche che fanno assumere all'unità d'angolo un comportamento diversificato rispetto alle porzioni di aggregato adiacenti.

L'analisi è proseguita con la definizione del modello numerico con un duplice scopo. Innanzitutto, è stata analizzata l'influenza di tutti quei fattori che, in un edificio d'angolo come quello oggetto di studio, possono modificare la risposta globale della struttura. Sono stati, quindi, confrontati i risultati di analisi globali condotte su sei configurazioni, in termini di curve di capacità. Da tali risultati, sono state tratte anche indicazioni per modellare il caso di studio, individuando le possibili semplificazioni. La modellazione dell'unità strutturale d'angolo si è basata sull'analisi di tre configurazioni, per valutare gli effetti delle porzioni di aggregato adiacenti e, contemporaneamente, esaminare la loro influenza sul comportamento dell'unità stessa. Effettuata l'analisi statica non lineare per ogni modello, la configurazione che tiene conto delle porzioni di edificio immediatamente adiacenti descrive adeguatamente sia l'andamento delle curve di risposta (pushover), sia l'andamento del quadro di danneggiamento delle pareti. La modellazione adottata, infatti, sembra descrivere correttamente l'effetto delle murature adiacenti sia in termini di resistenza, sia in termini di rigidità. Come atteso, nella valutazione del

comportamento di un edificio in aggregato, la risposta è inevitabilmente condizionata dagli effetti delle porzioni adiacenti e, quindi, una corretta modellazione deve prevedere una configurazione che riesca a rappresentare anche il contesto in cui l'edificio è inserito. L'analisi del comportamento globale è stata poi accompagnata da una valutazione dei meccanismi locali, secondo quanto previsto dalla Normativa vigente. Sulla base dei risultati ottenuti, sono state proposte delle ipotesi di interventi di miglioramento sismico, di cui sono state definite le linee generali di attuazione. L'efficacia delle azioni progettuali è stata valutata ripetendo le analisi numeriche tenendo conto delle soluzioni adottate. Tali effetti sono stati confrontati con i limiti prescritti in Normativa per interventi di miglioramento su edifici scolastici di classe d'uso III. Si sottolinea che, soprattutto per un edificio in aggregato, il comportamento più significativo è quello a livello locale, perciò i limiti in normativa sono stati confrontati anche in termini di rapporto tra valori di capacità e domanda ricavati per i meccanismi di collasso fuori piano.

L'analisi del comportamento dell'unità strutturale d'angolo in questo lavoro di tesi si è attestata alla modellazione di una porzione limitata degli edifici adiacenti, considerando indicativamente le prime campate di solaio individuabili ai lati. Le analisi presentate hanno carattere indicativo e metodologico. I risultati ottenuti sono direttamente legati alle ipotesi e ai modelli utilizzati e hanno carattere esclusivamente qualitativo. In particolare, i commenti sui coefficienti di sicurezza non devono essere considerati nei loro valori assoluti, ma solo come base per il confronto qualitativo tra le varie modellazioni utilizzate, non necessariamente legate alla descrizione puntuale della situazione reale.

Per gli sviluppi futuri, tale modellazione può essere ripresa, valutando nel dettaglio come l'estensione della modellazione alle porzioni adiacenti possa influenzare la risposta globale e locale della singola unità d'angolo. Ulteriori analisi contribuiranno ad ampliare le conoscenze nei riguardi del comportamento degli edifici in aggregato, che rimane un tema di ricerca attuale sul quale la comunità scientifica sta ancora investigando.



Gilberto Santucci,
Istituto Agrario Ciuffelli Todi

PROSPETTIVE PER LA CITTADELLA AGRARIA

Il lavoro di tesi di Maria Eleonora Pipistrelli, oltre a rappresentare un esempio di collaborazione tra mondo accademico, professionisti e altre istituzioni, tra le quali, oltre all'Istituto Ciuffelli-Einaudi di Todi va sicuramente citato il settore dell'edilizia scolastica della Provincia di Perugia, è nato anche per rispondere all'esigenza pratica della messa in sicurezza dello sperone nord-est del complesso della Cittadella Agraria, restituendo nuova fruibilità a spazi altrimenti preclusi ad ogni uso e attività.

Gli studi e le ricerche che seguono la metodologia delineata nei precedenti capitoli hanno costituito un importante contributo per l'inquadramento del tipo di intervento da attuare e per il migliore utilizzo dei fondi destinati ai lavori di messa in sicurezza degli edifici in aggregato, in particolare se danneggiati da fenomeni sismici, nel caso specifico quello del 2016.

L'individuazione delle varie unità strutturali componenti il complesso e, di conseguenza, della tipologia e dell'entità degli interventi da effettuare, con una analisi storico-critica preliminare e una valutazione pre-progettuale, hanno consentito di addivenire ad una ri-definizione dei fondi destinati al miglioramento sismico dell'edificio e alla sua riqualificazione e ri-funzionalizzazione.

Il recupero dello sperone nord-est consentirà non solo il recupero di ambienti che amplieranno gli spazi ad uso didattico – si pensa in particolare ad un'aula speciale per le attività del sesto anno di enologia, vista l'adiacenza alla cantina sperimentale – ma anche la realizzazione di un collegamento interno che metta in connessione diretta il chiostro con la ex corte contadina, all'interno della quale sono in corso di completamento i lavori per la realizzazione di 800 nuovi metri quadrati di laboratori territoriali e di un ulteriore auditorium.

Al di là dell'utilità immediata, tradottasi operativamente per l'Istituto Agrario di Todi in un'accelerazione degli iter finanziari e progettuali, la tesi fornisce indicazioni utili a tutti coloro che sono chiamati ad affrontare la complessità delle vicende costruttive degli aggregati edilizi. In tal senso, pertanto, l'impegno corale del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Perugia, può costituire un contributo importante per i tecnici impegnati a diverso titolo nella ricostruzione post sismica in Umbria e in altre aree del Paese.