

sintesi di tesi di laurea

Università degli Studi di Firenze - Facoltà di Architettura di Firenze

PALAZZO DELLA TORRE DELL'OROLOGIO DI FORLIMPOPOLI:

VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E IPOTESI PER UN INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

Autore: Martina CELONI

Relatore: Prof. Silvio VAN RIEL

Correlatori esterni: Ing. Alberto GENTILI, Arch. Sandro TURCI

Data di laurea: 12 Luglio 2010

Circa vent'anni fa l'edificio manifestò i sintomi di un dissesto dovuto alle peculiarità strutturali, alle vicende costruttive e agli interventi pregressi. Si presenta lo studio dei sistemi resistenti, l'interpretazione del dissesto e il progetto di restauro. Tenendo conto dei documenti d'archivio e dei rilievi eseguiti, si giustifica, per via teorica, il dissesto riconosciuto e l'inadeguatezza ai criteri di sicurezza nei confronti del sisma. Si descrivono, quindi, gli interventi di rinforzo e protezione volti a conseguire la conformità, in termini di resistenza ai carichi verticali e, il miglioramento generale della risposta sismica. Il presente lavoro è motivato dall'inserimento dell'edificio in questione nel programma delle verifiche tecniche di cui all' O.P.C.M. 3362 del 2004.

PAROLE CHIAVE: muratura, vulnerabilità sismica, dissesto, valutazione della sicurezza, consolidamento.

1. PREMESSA

Il Palazzo della Torre di Forlimpopoli sorge su di un terreno alloctono, coesivo, di natura alluvionale, a granulometria fine ed equilibrato.

L'edificio è il risultato di aggiunte di volumi e superfetazioni, che si sono susseguite a partire dall'epoca della costruzione del primo nucleo, che risale alla fine del XIV sec. Per questo, si presenta come un aggregato di più sottosistemi strutturali. Sorse sulle fondamenta di una casa torre, distrutta nel 1360, nel clima rovente degli scontri tra Guelfi e Ghibellini. La posizione di testata, nell'isolato di cui fa parte, ne testimonia la precedenza cronologica rispetto alle adiacenze. Lo stato attuale si deve principalmente a:

- i lavori eseguiti tra il 1824 e il 1834, che videro la demolizione della vecchia facciata con l'originario campanile laterale e la ricostruzione dell'attuale loggiato neoclassico, con la torre in posizione centrale;

- l'intervento di adeguamento del 1980/1981, risolto con una pratica redatta ai sensi del D.L. N°1086 del 1971, dunque, senza l'obbligo di condurre una verifica sismica dello stato modificato. Forlimpopoli, infatti, sarà dichiarato sismico, di classe 2, solo due anni più tardi. Vennero sostituiti, quasi interamente, gli impalcati lignei con solai in latero cemento, orditi in travetti di c.a.p. e pignatte in laterizio. Si demolirono alcune murature portanti interne con funzione di controventamento e si inserirono elementi strutturali in calcestruzzo armato, a sostegno dei nuovi impalcati. Per soddisfare nuove esigenze funzionali, si ricavò il secondo piano, sfruttando, in parte, l'originaria altezza di 6m del piano primo e portando la quota massima di colmo da 11,50m a 12,50m.

I locali del piano terra sono riservati ad attività commerciali. Ai livelli superiori trovano posto le sedi delle realtà associative locali, inclusi un circolo a.r.c.i., la sede del P.D. ed una scuola di danza nel sottotetto. Si tratta, perciò, di un edificio suscettibile di affollamento, inscrivibile in categoria C, ai sensi del D.M. del 14 gennaio 2008.



Fig. 1a e 1b - Viste del Palazzo della torre, dalla corte interna della rocca trecentesca antistante e dalla via Emilia.

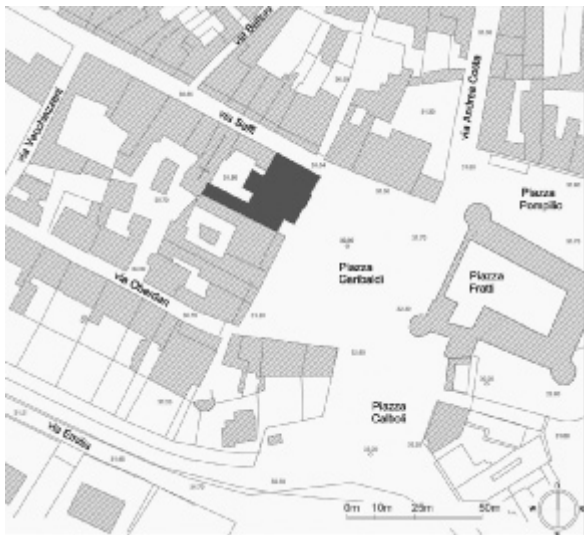


Fig. 1c - Inserimento dell'edificio nell'aggregato.

2. CARATTERIZZAZIONE DEI SISTEMI RESISTENTI IN BASE AL LIVELLO DI CONOSCENZA RAGGIUNTO

La caratterizzazione dei sistemi resistenti è il risultato della ricerca d'archivio e del rilievo diretto.

Le murature sono le principali strutture in elevazione, per le quali l'analisi tipologica ha evidenziato una eterogeneità dei materiali e delle tessiture, che riflette la stratificazione. Fondazioni murarie miste, superficiali e continue, realizzate ad una profondità di 100cm-120cm, sostengono le pareti del piano terra, anch'esse miste, con prevalenza di laterizi e spessore medio di 50cm, eccetto che nella zona del loggiato e della torre, dove risulta l'impiego dei soli elementi resistenti in laterizio pieno. Al primo piano, ai maschi murari con spessore di quattro teste, si affiancano, nel sostegno dei carichi verticali, tre pilastri in calcestruzzo armato. I due centrali funzionano come bielle incastrate tra le due travi del primo e del secondo impalcato. Il terzo giunge in copertura ed è vincolato a travi che si inseriscono, ai diversi livelli, in una delle pareti della torre, interne al fabbricato, in corrispondenza dello spigolo. Il tipico sovradimensionamento delle travi rispetto ai pilastri è difforme dall'attuale gerarchia delle resistenze rispetto all'azione sismica, che permette l'integrità degli elementi verticali a quella degli orizzontali. Le murature del secondo livello sono miste, piuttosto disordinate con spessore variabile dai 40 ai 50cm. La possente trave di colmo, con sezione 35x140cm, scarica direttamente sulle pareti perimetrali.

Alle diverse tipologie murarie è stata associata la categoria di appartenenza in base alla classificazione riportata nella Circ.n°617 del 2 febbraio 2009 (Tab. C8A.2.1 e C8A.2.2). In considerazione di un livello di conoscenza di base, non supportato da verifiche in situ estese, si assumono, ai fini della valutazione della sicurezza, i minimi valori per le resistenze medie a rottura per taglio e per compressione ($f_m=240$ N/cm²; $\tau_m=6$ N/cm²; $E=1500$ N/mm²; $G=500$ N/mm²; $w=18$ KN/m³). Per gli elementi in calcestruzzo armato si

ritengono validi i parametri meccanici di progetto per il cls, trattandosi di strutture non esposte agli agenti atmosferici, mentre la campagna delle indagini pacometriche ha confermato la rispondenza dell'armatura con gli elaborati di progetto ($R_{ck}=30$ N/mm²; $E_c=31200$ N/mm²; $\sigma_c=9,75$ N/mm²; $\tau_{co}=0,60$ N/mm²; $\sigma'_c=6,82$ N/mm²; $\tau'_c=1,83$ N/mm²; acciaio FeB44k con $\sigma_s=220$ N/mm²).

I solai latero cementizi sono dotati di cordoli, interni o parzialmente esterni allo spessore murario, per i quali manca, però, un collegamento efficace alle murature d'ambito. L'area della sezione dei ferri non è conforme alla vigente normativa, perché dimensionata sulla base delle indicazioni sull'esecuzione di cordoli per edifici in zone non sismiche (DL 1086/1971). Le solette, armate con rete di ripartizione conforme, contribuiscono ad aumentare la rigidezza del piano di solaio. L'analisi dei carichi per lo stato di fatto è stata condotta coerentemente con le indicazioni contenute al punto 3 delle NTC08, per le verifiche eseguite col metodo degli Stati Limite. Si sono considerate, per ciascun solaio, azioni permanenti e variabili applicando i coefficienti parziali per ciascun tipo di carico, in dipendenza della gerarchia delle azioni e delle diverse combinazioni di carico.

Il grado di conoscenza raggiunto, corrispondente ad un livello LC1, è sufficiente a far emergere le criticità del sistema costruttivo, ma impone l'esecuzione di verifiche sullo stato di fatto molto a vantaggio di sicurezza.

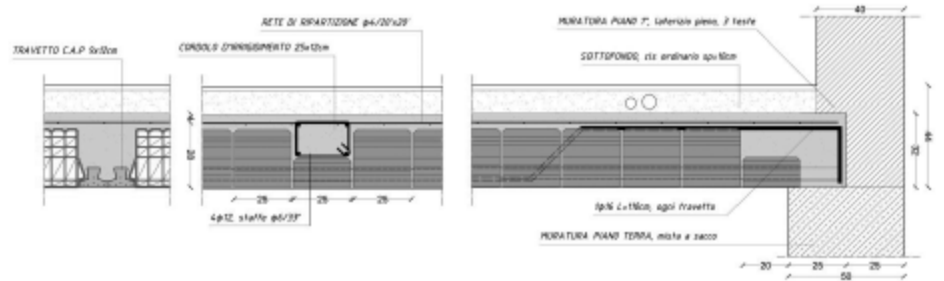


Fig. 2a - Dettaglio del solaio tipo.



Fig. 2b - Elementi resistenti delle murature del piano terra. Le dimensioni di 28x14x4,6cm sono quelle utilizzate su tutto il territorio romagnolo, dal Basso Medioevo fino all'unità d'Italia.



Fig. 2c - Murature di epoca fascista del piano primo.



Fig. 2d - Murature miste disordinate al secondo livello.

3. LE VULNERABILITÀ

È emersa una vulnerabilità sismica generalizzata, legata alla compromissione del funzionamento scatolare del sistema resistente principale, a causa della demolizione di alcune murature portanti interne con funzione di controventamento, nei primi anni Ottanta. Si somma l'assenza di un adeguato grado di vincolo tra i solai dei diversi impalcati e le murature d'ambito, che predispone le strutture in elevazione ai meccanismi di ribaltamento fuori dal piano della parete, per effetto dell'azione sismica. La trave di colmo in calcestruzzo armato scarica su murature perimetrali miste che, per effetto del carico trasmesso, potrebbero manifestare dissesti legati a fenomeni di pressofles-

sione. In caso di sisma insorgerebbero, poi, fenomeni di «martellamento» tra la trave e le murature del timpano. Una vulnerabilità importante si è evidenziata nella zona del portico. L'assenza di collegamento, tra la fondazione anteriore e quella posteriore, può consentire un moto traslatorio orizzontale di allontanamento tra le due parti.

Sulla scorta delle perizie eseguite in seguito ai drammatici eventi dell'Aquila, nonché dell'incidente, verificatosi nel liceo «Darwin» di Rivoli (TO), nel novembre 2008, costato la vita ad un giovane studente, si è tenuto conto della necessità di un approccio integrato allo studio delle vulnerabilità e al progetto d'intervento. Seguendo le raccomandazioni delle NTC08, ormai recepite dai canali culturali tecnici della Regione Emilia Romagna, oltre alle criticità proprie del sistema costruttivo, si segnalano: – la presenza di un'interazione con l'unità strutturale adiacente, in corrispondenza della connessione a «T» evidenziata in fig.3.

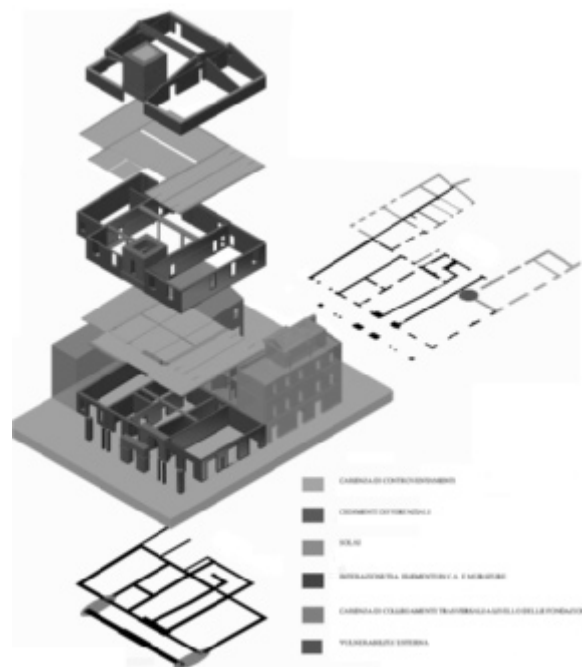


Fig. 3 - Esploso delle strutture. Si evidenziano in colore le principali vulnerabilità riconosciute.

Il fattore di rischio secondario determinato dai dispositivi impiantistici di condizionamento dell'aria, appesi alle controsoffittature non ispezionabili.

Ai fini delle verifiche, si sono considerate le sole strutture murarie, coerentemente con quanto riportato al punto 8.4 delle NTC08, relative alla necessità di una valutazione attenta al parametro della duttilità. Le murature, infatti, rispetto agli elementi in calcestruzzo armato, hanno una minore risorsa duttile, che si traduce nella minore capacità resistente nei confronti dell'azione sismica, funzione dello spostamento in campo elastico. Gli elementi strutturali al primo piano, poi, non costituiscono un vero e proprio telaio tridimensionale, in grado di resistere ad azioni in tutte le direzioni, per cui il

loro contributo alla risposta sismica generale non è apprezzabile. Dal punto di vista statico, le verifiche di resistenza sulle sezioni più sollecitate degli elementi in c.a. sono note dalla relazione di calcolo allegata al progetto.

4. IL DISSESTO

Il quadro fessurativo riguarda in particolare due zone del corpo di fabbrica, per altro sedi di cedimenti differenziati del terreno di fondazione, dell'ordine di 4-5cm, legati a recenti lavori di rifacimento della sede stradale.



Fig. 4a - Interpretazione del quadro fessurativo sul fronte principale e su quello laterale lungo la via Saffi.



Fig. 4b - Lesioni all'intradosso del portico.



Fig. 4c - Lesioni sul prospetto laterale.



Fig. 4d - Lesioni sul piano di calpestio.

Per l'angolata tra la p.zza Garibaldi e la via Saffi, si sono rilevate lesioni, passanti all'intradosso del portico e, limitate allo strato di intonaco, sia sul prospetto principale che su quello laterale. Una fessurazione profonda, sul piano di calpestio e, rotture superficiali, sulla parete verticale, individuano una seconda porzione del prospetto laterale.

Nel primo caso, il quadro lesionativo testimonia una componente principale di moto traslatorio orizzontale. Manca, infatti, un adeguato collegamento in fondazione, che impedisca l'allontanamento della parte anteriore del loggiato da quella posteriore. Il cinematismo è anche favorito dallo scarso ammortamento tra la parete lungo la via Saffi (realizzata nel 1868, previa demolizione del prospetto originario con diverso allineamento) e le strutture in elevazione del portico (datate 1824-1834).

Al cedimento del terreno, che aggrava il dissesto, si accompagna una componente rotatoria, consentita dall'assenza di un efficace collegamento tra i cordoli dei solai e le pareti dei diversi piani.

Per la porzione di parete su via Saffi, sono i cedimenti del terreno a costituire la principale causa esterna perturbatrice all'origine delle lesioni. Vero è che, qui, la vulnerabilità nei confronti dei meccanismi di ribaltamento fuori dal piano è risultata maggiore che altrove, poiché all'assenza di ancoraggi, che vincolino efficacemente i solai alle pareti, si somma la mancanza di un ritegno, garantito dalle murature trasversali.

Per entrambe le zone evidenziate, in concomitanza con l'esecuzione di tutte le verifiche, richieste dalla nuova normativa tecnica, si sono condotte ve-

rifiche statiche locali a compressione media e a ribaltamento, considerando combinazioni di carico sismiche. È emersa un' insufficienza dell'area della sezione resistente al piede, per la porzione di parete su via Saffi, dovuta all'ampiezza delle aperture dei negozi al piano terra. La verifica a ribaltamento è soddisfatta per l'angolata, a conferma della cor-

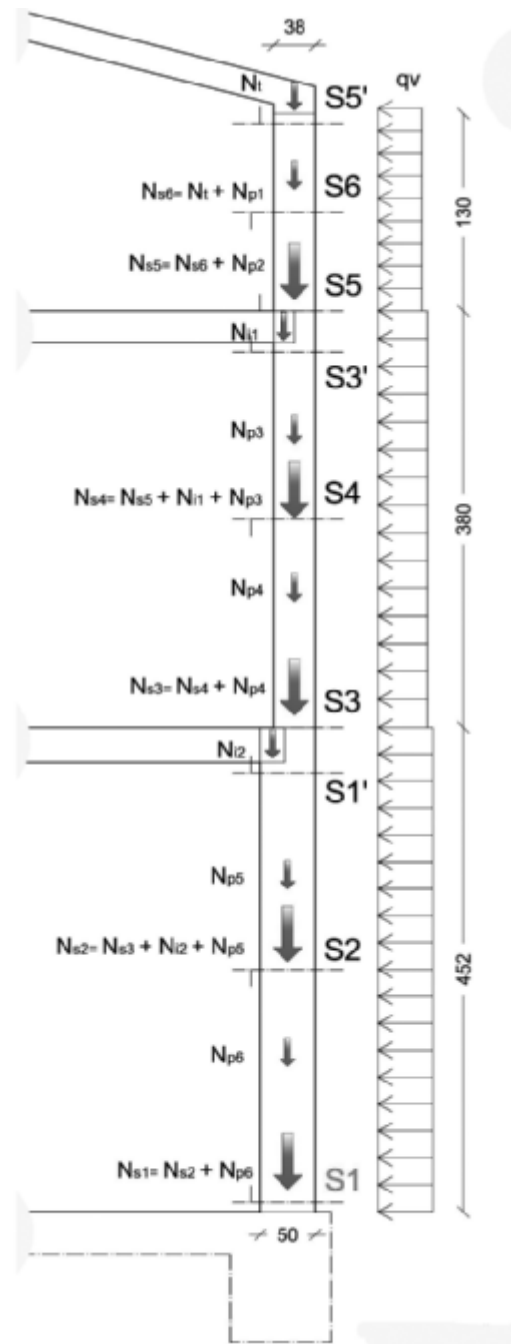


Fig. 5a - Lo schema illustra i carichi statici agenti sulle diverse sezioni orizzontali della porzione di parete su via Saffi. Per la sezione S1 la verifica a compressione media non è soddisfatta.

retta interpretazione del quadro fessurativo, mentre si rende necessario l'inserimento di un sistema di trattenimento per il fronte laterale.

5. LA MODELLAZIONE

Pur considerando l'unico sistema resistente delle murature, permane un grado di complessità, dato

dalla non regolarità in pianta ed in alzato e, dal fatto che le strutture in elevazione, con i diversi solai, tendono a formare sottosistemi strutturali parzialmente autonomi. La complessità è stata motivo di un duplice approccio alle verifiche: da un lato la modellazione dell'intero edificio su di un programma di calcolo aggiornato alle NTC08 (POR2000),

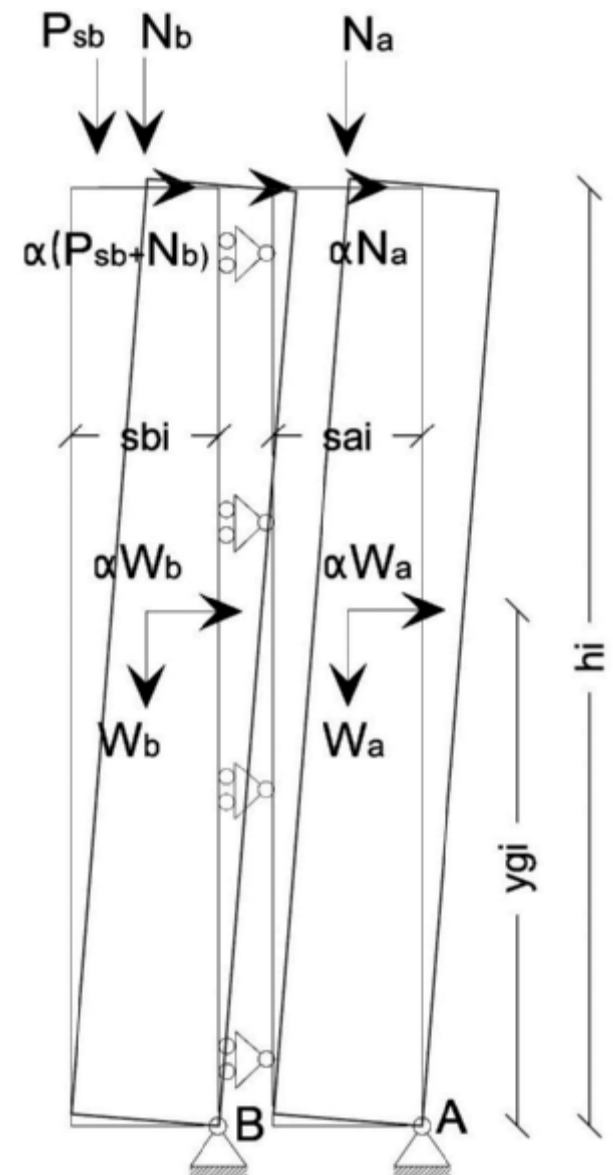


Fig. 5b - Schema di danno per la verifica a ribaltamento della porzione di parete su via Saffi. A vantaggio di sicurezza, si considerano pareti a doppia cortina. Sulla sola cortina interna gravano i carichi portati dalle aree d'influenza dei solai. Si impone una rotazione virtuale e si determinano gli spostamenti per ciascuna forza agente. Applicando il P.L.V. si ricava il moltiplicatore α delle forze orizzontali, significativo per il calcolo dell'accelerazione attesa su suolo di riferimento, da confrontarsi, ai fini della verifica, con l'accelerazione P_g , definita attraverso i parametri della pericolosità sismica di base.

sotto l'ipotesi dei solai infinitamente rigidi rispetto ai maschi e di collegamenti in pianta efficaci; dall'altro la valutazione della risposta sismica delle diverse unità strutturali, singolarmente considerate, attraverso un modello strutturale semplificato.

L'esito delle verifiche statiche conferma i risultati dell'analisi del dissesto e la possibilità di raggiungere, per il Palazzo della Torre, l'adeguatezza con po-

chi interventi mirati. Il comportamento sismico risulta, al contrario, particolarmente critico, dai risultati di entrambe le analisi proposte, per cui l'unico obiettivo che ci si può prefiggere è quello di ottenere un miglioramento numericamente dimostrato.

Sul modello dell'intero fabbricato, la verifica sismica è stata condotta con un'analisi statica non lineare di tipo push over. L'azione sismica è descritta attraverso forze statiche equivalenti, dirette orizzontalmente e calcolate in base ai parametri spettrali, risultanti dalla definizione della pericolosità sismica di base.

La non linearità dell'analisi tiene conto delle non regolarità geometriche del sistema strutturale e del fattore di partecipazione modale.

Esso dipende dalle masse sismiche, dalla vibrazione fondamentale e dalla direzione considerata per l'azione sismica ed è significativo per i legami forza-spostamento, descrittivi di ciascuno stato limite raggiunto. Sia per la distribuzione principale degli effetti sismici, proporzionale alle masse, che per quella adattiva lineare (Circ.n°617, punto 7.3.1) si sono eseguiti otto cicli di verifiche, per direzioni dell'azione sismica a 360° secondo angoli di 45°, in modo da ottenere una descrizione, il più possibile attendibile, della risposta sismica generale. Si è proceduto per incrementi successivi del carico sismico, considerando la crisi del generico maschio murario, sia a pressoflessione che a taglio. Si è valutato il raggiungimento del limite ultimo per perdita progressiva del contributo dei maschi murari, che entrando in crisi, cessano di esprimere una capacità resistente nei passi incrementali successivi.

limite ultimo e, in particolare, allo stato limite di salvaguardia della vita (DPCM del 12 ottobre 2007, pubblicata sulla G.U. Del febbraio 2009). I risultati ottenuti confermano una capacità resistente complessiva dei maschi murari di piano insufficiente a contrastare l'azione sismica e a garantire la sicurezza per lo stato limite ultimo.



Fig. 7 - Individuazione delle diverse unità strutturali che compongono l'edificio oggetto di studio.

CONCLUSIONI

Gli interventi proposti sono di rinforzo e di protezione, ovvero presidi volti ad ottenere l'adeguatezza statica e a scongiurare l'evoluzione del dissesto, limitando l'insorgere di meccanismi, per effetto dell'azione sismica.

In fondazione si considerano le sole parti sedi dei cedimenti del terreno (NTC08, punto 8.3.4). Si propone l'inserimento di cordoli di contenimento in calcestruzzo armato, atti a prevenire la naturale predisposizione delle murature miste a subire dissesti dovuti a fenomeni di pressoflessione, i quali possono evolvere, in seguito al sisma, con l'apertura del piede della fondazione. Tali cordoli contribuiscono ad aumentare l'area della sezione resistente a livello dello spiccato, limitando lo stato tensionale massimo. Le ammorsature passanti ed i collegamenti tra le due fondazioni parallele del loggiato, garantiscono un ritegno nei confronti degli effetti dell'azione sismica, intesi in termini di accelerazione indotta ai vari livelli fuori terra, massima al piede della costruzione.

Per l'unità strutturale prospiciente la via Saffi, si rende necessaria la realizzazione di nuove spallette murarie, in elementi di laterizio pieno, in corrispondenza delle ampie aperture del piano terra, in modo da riportare le tensioni al piede della parete entro limiti accettabili. Tiranti metallici inseriti

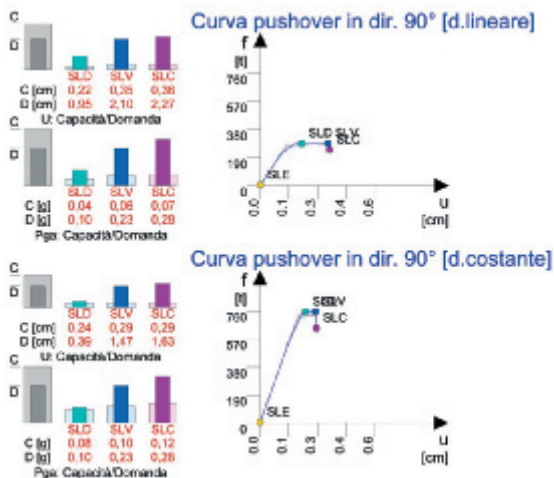


Fig. 6 - I risultati dei cicli di verifica condotti sull'intero edificio, sia per la distribuzione principale dell'azione sismica, che per quella adattiva, sono visualizzabili, oltre che su mappe d'impegno, anche su diagrammi forza-spostamento e su istogrammi, in termini di capacità e domanda di spostamento sismico.

Per le singole unità strutturali, il modello semplificato ha permesso un'analisi statica lineare, condotta piano per piano. Si è ipotizzato un comportamento elastico perfettamente plastico della muratura, con limite nella duttilità, in cui la crisi avviene, non solo per rottura a taglio del primo maschio murario con scorrimento nei giunti orizzontali, ma anche per schiacciamento, dovuto all'insorgere di fenomeni di pressoflessione. Si è valutata la sicurezza delle diverse unità allo stato

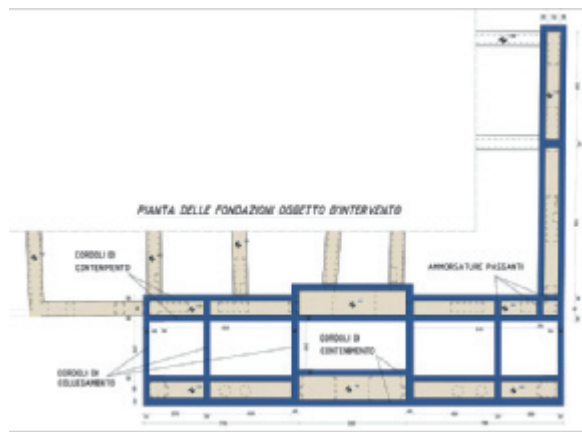


Fig. 8 - Schema planimetrico della proposta d'intervento per le fondazioni sedi di cedimenti del terreno.

nei massetti dei solai, ai diversi impalcati e, ancoraggi eseguiti con barre $\varnothing 20$, disposte ogni 100cm, a livello delle solette armate, contrasterebbero i meccanismi di ribaltamento fuori dal piano.

Al fine di ottenere un miglioramento della risposta sismica generale, si propone il «riammagliamento» delle strutture murarie, tramite la realizzazione di nuovi setti in laterizio forato, secondo i criteri del ripristino dei controventamenti demoliti, della continuità degli alzati e dell'allineamento delle aperture ai vari livelli. Le verifiche post intervento hanno confermato un aumento del taglio resistente nella direzione risultata più carente, parallela al fronte principale.

Preliminarmente all'esecuzione delle opere, il finanziamento da parte della P.A. per l'esecuzione delle prove dirette di accertamento delle prestazioni meccaniche delle murature, consentirebbe di abbassare il fattore di confidenza da 1,35 ad almeno 1,20. Essendo riduttivo delle resistenze di progetto in fase di verifica, una sua diminuzione può tradursi in soluzioni più mirate per il miglioramento, con ripercussioni positive sui costi dell'intervento.

Il miglioramento strutturale è da considerarsi, in fine, occasione per l'adeguamento alle vigenti norme in materia di abbattimento delle barriere architettoniche, al fine di ottenere l'accessibilità dell'edificio pubblico, con l'inserimento di un ascensore oleodinamico e la predisposizione di rampe conformi, che superino tutti i dislivelli, sia interni che esterni.

BIBLIOGRAFIA SPECIFICA

- S. Van Riel, «Consolidamento degli edifici storici, appunti e note», Ed. AZ, Firenze 2007
- S. Van Riel, «Gli edifici in muratura e la normativa in zona sismica (1884-2003)», Ed. Alinea, Firenze 2004, 2007
- G. Cangi, «Manuale del recupero strutturale ed antisismico», Ed. DEI, tipografia del G.C. 2005
- T. Aldini, «Forlimpopoli, storia della città e del suo territorio, ed. Credito Cooperativo Romagnolo, 1999
- A. Aramini, «scritti», edito dalla Pubblica Amministrazione, 1999
- B. Furiozzi, C. Messina, L. Paolini, «Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali», ed. Le Monnier, Firenze 1998

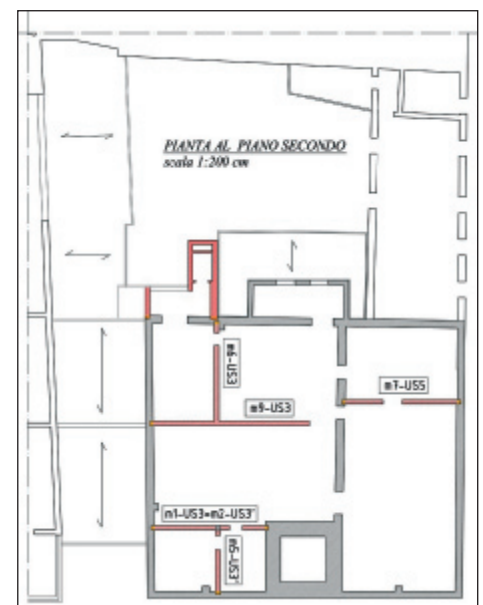
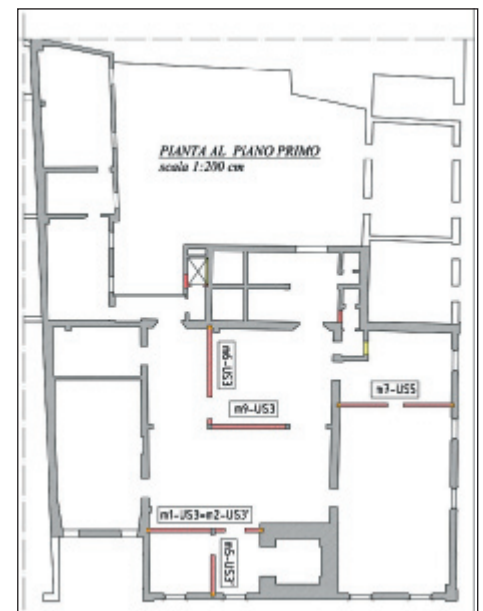
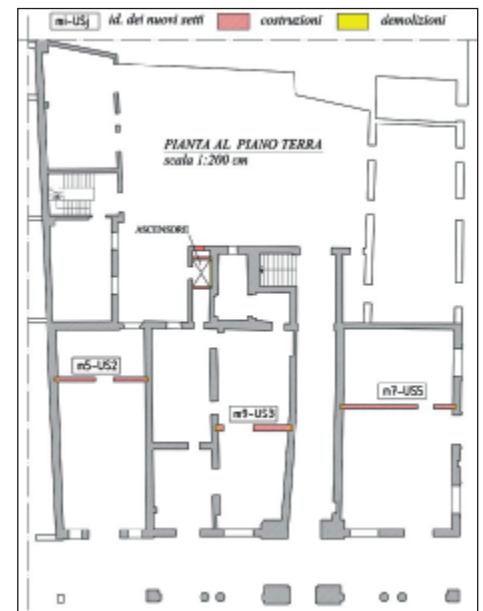


Fig. 9a, 9b, 9c - Pianta ai vari livelli. In rosso i setti inseriti per migliorare la risposta sismica generale.

FONTI ARCHIVISTICHE

- ASCF Archivio Storico del Comune di Forlimpopoli
- Archivio della Cooperativa Edilizia Umanitaria
- Pro loco
- ASF Archivio Storico di Forlì
- ACS Archivio Centrale dello Stato

RIFERIMENTI NORMATIVI

- DL 05/11/1971 n°1086, «Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica»
- DM 20/11/1987, «Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle strutture in muratura e per il loro consolidamento»

- Circ. LL.PP. 04/01/1989 n°30787
- DM 16/01/1996, «Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche»
- Circ. LL.PP. 10/04/1997, n°65
- DPR 24/07/1996, n°503 «Regolamento recante norme per l'eliminazione delle barriere architettoniche negli edifici, spazi e servizi pubblici»
- OPCM 25/03/2003, n° 3274, «Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici», come modificata dall'OPCM n°3431 del 03/05/2005
- DL 27/12/2002, Regione Molise, «Protocollo di progettazione per la realizzazione degli interventi di ricostruzione post sisma»
- DPCM 12/10/2007, G.U. Del 29/06/2008 «Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, cn riferimento alle norme tecniche per le costruzioni»
- DM 14/01/2008 «Norme tecniche per le costruzioni»
- Circ. MIT n°617 del 02/02/2009