



Mitigazione dei Rischi Naturali per la Sicurezza
e la Mobilità nelle Aree Montane del Mezzogiorno

PNR 2015-2020

Area di Specializzazione Smart, Sicure and Inclusive Communities



Obiettivo Realizzativo 6

Soluzioni innovative per la gestione del rischio sismico – Strutture strategiche

TECNICHE A BASSO IMPATTO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE STRATEGICHE

Giuseppe Santarsiero, Angelo Masi, Vincenzo Manfredi, Angelo Mecca

Università della Basilicata – Scuola di Ingegneria

Marzo 2022



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Estratto della Raccolta dei Rapporti Tecnici di Disseminazione del Progetto MITIGO – Volume 2

© 2022 Università degli Studi della Basilicata

Editrice Universosud – Potenza

ISBN 9788899432935



Questa pubblicazione è stata realizzata con il cofinanziamento dell'Unione Europea – FESR, PON Ricerca e Innovazione 2014-2020.

www.ponricerca.gov.it



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Ministero dell'Università
e della Ricerca



PON
RICERCA
E INNOVAZIONE
2014 - 2020

Mitigazione dei Rischi Naturali
per la Sicurezza e la Mobilità nelle
Aree Montane del Mezzogiorno



INDICE

1. Introduzione	3
2. Il patrimonio edilizio strategico dell'area MITIGO	7
3. Tecniche di rafforzamento sismico: stato dell'arte	15
4. Soluzioni di retrofit sismico a basso impatto dall'esterno	19
4.2 Interventi locali	20
4.2.1 Interventi sui nodi perimetrali	20
4.2.1.1 Rinforzo esterno con tessuti unidirezionali o multidirezionali	20
4.2.1.3 Sistema SPEAD	22
4.2.1.4 Piastre sagomate SIS.MI.C.A.	24
4.2.2 Interventi sulle tamponature	25
4.2.2.1 Sostituzione dello strato esterno di tamponatura	26
4.2.2.2 Collegamento perimetrale delle tamponature agli elementi strutturali	27
4.2.2.3 Applicazione di malta rinforzata con fibre tessili (TRM)	28
4.3 Interventi globali	29
4.3.1 Telai prefabbricati in c.a.	32
4.3.2 Telai HPDF	35
4.3.3 Esoscheletri in acciaio	37
4.3.4 Engineered double skin façade	39
4.3.5 Aggiunta di pareti isolate in c.a.	40
5. Confronto qualitativo tra le tecniche di intervento a basso impatto	41
CONCLUSIONI	42
Riferimenti bibliografici	43



TECNICHE A BASSO IMPATTO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE STRATEGICHE

Giuseppe Santarsiero, Angelo Masi, Vincenzo Manfredi, Angelo Mecca

SOMMARIO

Il consistente numero di edifici strategici presenti in Basilicata privi di adeguata protezione sismica richiede la definizione di tecniche di intervento sostenibili, in grado di ridurre tempi e costi, e soprattutto di limitare l'interruzione d'uso degli ambienti. Questo lavoro è dedicato alla revisione dello stato dell'arte delle tecnologie utilizzate per la riqualificazione sismica (ed in alcuni casi anche energetica) degli edifici strategici quali strutture ospedaliere, caserme, sale operative di protezione civile, ecc., dove è necessario garantire l'operatività sia durante gli eventi sismici che immediatamente dopo. Tra gli edifici strategici sono state considerate anche le scuole, in quanto queste strutture contribuiscono in modo significativo alla resilienza delle comunità insediate nei territori più fragili come quelli dell'area MITIGO.

Dopo una panoramica riguardante il patrimonio edilizio strategico presente in Basilicata e nell'area del progetto MITIGO, viene condotta l'analisi delle tecniche di intervento per le sole strutture in cemento armato che rappresentano la gran parte del patrimonio degli edifici strategici presenti in Basilicata. Nella prima parte è presente una panoramica generale sulle strategie di intervento volte a ridurre la vulnerabilità sismica delle strutture in c.a., mentre nella seconda parte vengono descritti gli interventi di rafforzamento sismico a basso impatto distinguendo tra interventi locali e globali. Infine, viene riportato un breve confronto qualitativo tra le tecniche di intervento considerate in termini di capacità di migliorare le prestazioni sismiche della struttura, i costi di intervento, il livello di invasività, il livello di disturbo e la possibilità di integrazione con i sistemi di adeguamento energetico.



1. Introduzione

Il progetto MITIGO ha come obiettivo la mitigazione dei rischi idrogeologico e sismico dei collegamenti viari e delle strutture strategiche delle aree urbane montane interessate da fenomeni franosi ed elevato rischio sismico. A tali rischi naturali si aggiungono la carenza di servizi, la difficoltà di mobilità e i crescenti fenomeni di spopolamento. Attraverso un approccio multidisciplinare, il progetto intende proporre soluzioni e modelli di indagine e intervento a scala territoriale.

L'area oggetto di studio (Fig. 1) ha una superficie di circa 3077 km² che si estende nella fascia centrale della regione Basilicata e comprende al suo interno 30 comuni, di questi, 15 sono appartenenti alla provincia di Potenza e 15 rientrano nel territorio di Matera. La delimitazione dell'area MITIGO in Fig. 1 (contorno celeste) si sovrappone alla mappa relativa alla suddivisione in zone sismiche della regione Basilicata

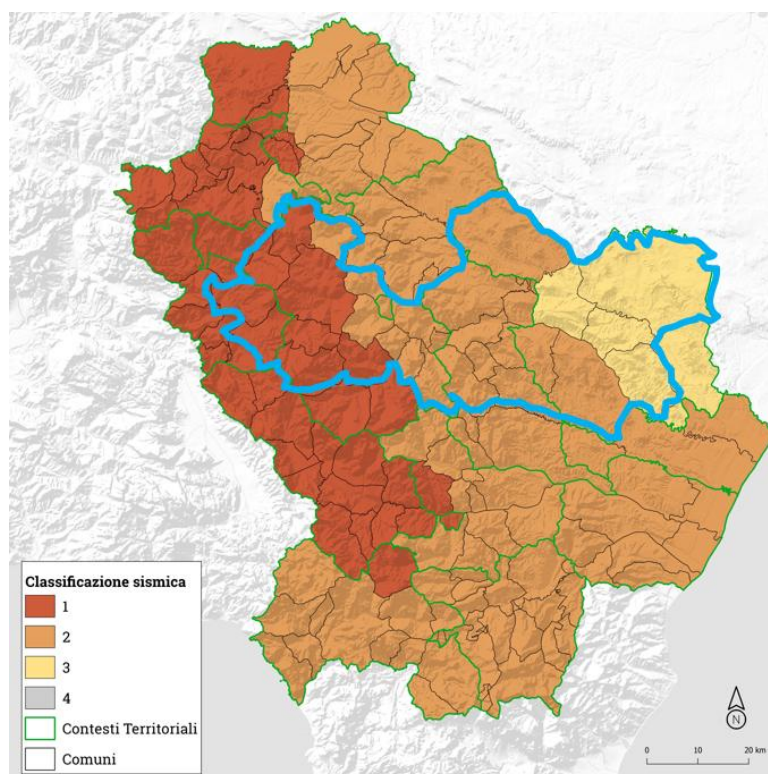


Figura 1. Delimitazione dell'area interessata dal progetto MITIGO sulla base della mappa della classificazione sismica e dei contesti territoriali per la gestione delle emergenze in Basilicata.
(Fonte <https://govrisv.cnr.it/regioni/regione-basilicata/>).

Per comprendere la pericolosità sismica dell'area bisogna partire dal 2003 quando con l'Ordinanza 3274 [1] l'intero territorio italiano è stato diviso per la prima volta in quattro zone, in funzione dell'accelerazione a_g (accelerazione di picco al suolo) avente una probabilità di superamento del 10% in 50 anni: zona 1, con un'accelerazione massima $a_g = 0.35 g$; zona 2, con un'accelerazione massima $a_g = 0.25 g$; zona 3, con un'accelerazione massima $a_g = 0.15 g$; zona 4, con un'accelerazione massima $a_g = 0.05 g$. Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 [2] hanno confermato questa situazione, superando però la differenziazione in zone e suddividendo il territorio italiano in un reticolo a maglie quadre con una superficie circa pari a 5 x 5 km², per ogni punto del reticolo vengono forniti i valori di accelerazione a_g (su suolo rigido e superficie topografica orizzontale) caratterizzati da una fissata probabilità di superamento (P_{VR}) in un certo periodo di riferimento (V_R). Ad ogni stato limite è quindi associato un evento sismico (e di

conseguenza di a_g) caratterizzato da una determinata probabilità di accadimento nel periodo di riferimento (Tab. 1). Il periodo di riferimento è a sua volta dato dal prodotto tra il coefficiente d'uso C_U della costruzione e la sua vita nominale V_N , così, ad esempio, un edificio scolastico e un ospedale avranno rispettivamente un periodo di riferimento di 75 anni (1.5×50) e 100 anni (2.0×50). Ovviamente, a periodi di riferimento maggiori si associano accelerazioni di picco al suolo a_g più alte.

STATO LIMITE		PROBABILITA' DI SUPERAMENTO P_{VR}
esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 1. Probabilità di superamento associate agli stati limite.

L'evento sismico di riferimento può essere definito anche in termini di periodo di ritorno T_R anch'esso legato alla probabilità di superamento ed al periodo di riferimento. In questo modo, se si considera lo stato limite di salvaguardia della vita di una struttura ordinaria (es. residenziale), ad una scuola e ad un ospedale, saranno associati valori di a_g relativi a periodi di ritorno rispettivamente pari a 475, 712 e 949 anni. La Tab. 2 riporta i valori di a_g allo SLV con periodi di ritorno di 475, 712 e 949 anni per i comuni che rientrano nell'area MITIGO. Dal grafico in Fig. 2 si osserva che l'87% dei comuni (26 su 30) appartiene alle zone 1 e 2, mentre il rimanente 13% (4 su 30) ha una pericolosità bassa. In generale la zona del potentino occidentale presenta una maggiore pericolosità sismica rispetto all'area del materano.

Percentuale di comuni nelle 4 zone sismiche

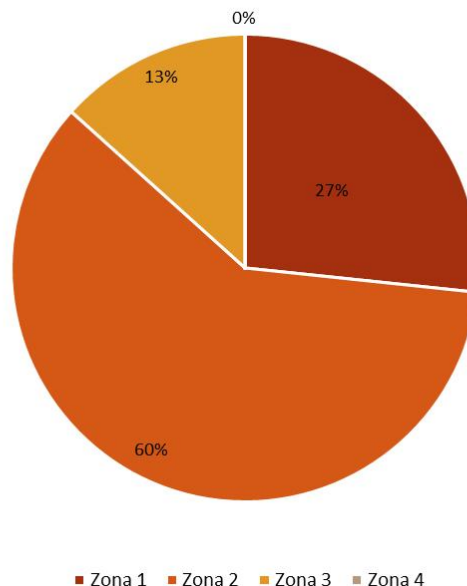


Figura 2. Percentuale di comuni dell'area MITIGO associati alle 4 zone sismiche.

Zone sismiche e valori di a_g allo SLV dei comuni dell'area MITIGO						
Codice ISTAT	Provincia	Comune	a_{g_475} [g]	a_{g_712} [g]	a_{g_949} [g]	zona
076089	Potenza	Tito	0.247	0.295	0.335	1
076059	Potenza	Picerno	0.246	0.295	0.334	1
076001	Potenza	Abriola	0.237	0.282	0.320	1
076062	Potenza	Pignola	0.227	0.269	0.304	1
076071	Potenza	Ruoti	0.202	0.240	0.271	1
076063	Potenza	Potenza	0.203	0.235	0.261	1
076007	Potenza	Avigliano	0.190	0.224	0.252	1
076004	Potenza	Anzi	0.194	0.225	0.250	1
076014	Potenza	Brindisi di Montagna	0.188	0.215	0.237	2
076093	Potenza	Trivigno	0.184	0.210	0.231	2
076003	Potenza	Albano di Lucania	0.182	0.208	0.228	2
076024	Potenza	Castelmezzano	0.178	0.205	0.226	2
076094	Potenza	Vaglio di Basilicata	0.180	0.206	0.226	2
076017	Potenza	Campomaggiore	0.178	0.202	0.222	2
076061	Potenza	Pietrapertosa	0.171	0.196	0.216	2
077004	Matera	Calciano	0.170	0.194	0.213	2
077028	Matera	Tricarico	0.171	0.194	0.212	2
077012	Matera	Grottole	0.163	0.188	0.207	3
077011	Matera	Grassano	0.164	0.187	0.206	2
077009	Matera	Garaguso	0.163	0.186	0.204	2
077019	Matera	Oliveto Lucano	0.163	0.186	0.204	2
077015	Matera	Miglionico	0.159	0.183	0.203	3
077024	Matera	Salandra	0.155	0.178	0.196	2
076060	Matera	Pietragalla	0.154	0.176	0.193	2
077004	Matera	Accettura	0.152	0.173	0.191	2
077022	Matera	Pomarico	0.146	0.169	0.188	3
077026	Matera	San Mauro Forte	0.143	0.163	0.179	2
077014	Matera	Matera	0.140	0.161	0.178	3
077008	Matera	Ferrandina	0.137	0.157	0.173	2
077013	Matera	Irsina	0.130	0.147	0.161	2

Tabella 2. Zone sismiche e valori di a_g allo SLV con tempi di ritorni di 475, 712 e 949 anni (ordinamento per a_g decrescente).

Oltre alla pericolosità sismica bisogna considerare che i comuni appartenenti a quest'area fanno parte di un contesto in cui la mobilità è resa difficoltosa dall'orografia del territorio e dalla carenza di infrastrutture. Una testimonianza della scarsa infrastrutturazione della Basilicata è data dal basso valore del rapporto tra il numero di ponti stradali e la superficie montuosa (aree in cui i ponti sono più necessari). Nello specifico,

all'interno del territorio regionale, tale rapporto è uguale a 0,40 ponti per chilometro quadrato di superficie montuosa, collocandosi come il valore più basso in Italia [3] (Fig. 3).

Le infrastrutture viarie (insieme agli acquedotti, alle fognature e alle reti dell'energia elettrica e del gas) appartengono alle cosiddette *lifelines* e rappresentano il sistema a rete più importante poiché, in seguito ad eventi catastrofici, l'interruzione del loro esercizio, in assenza di adeguate alternative, creerebbe gravi problemi nella gestione delle emergenze.

Data la scarsa dotazione infrastrutturale dell'area di studio, risulta fondamentale proporre strategie di riduzione della vulnerabilità delle strutture strategiche la cui funzionalità durante gli eventi sismici assume un'importanza di rilievo per le finalità di protezione civile, in particolare il sistema sanitario che svolge un ruolo essenziale durante gli eventi calamitosi come i terremoti. Infatti, secondo le attuali norme tecniche [2], gli ospedali e le strutture sanitarie durante un evento sismico non devono subire danni ed interruzioni d'uso significativi e devono essere in grado di garantire assistenza continua e cure adeguate ai feriti. Le scuole invece, pur non rientrando tra le strutture strategiche di classe d'uso IV, rivestono una grande importanza nella progettazione degli interventi poiché la resilienza delle comunità colpite da eventi sismici dipende in misura significativa da questa tipologia di edifici e dalla loro operatività.

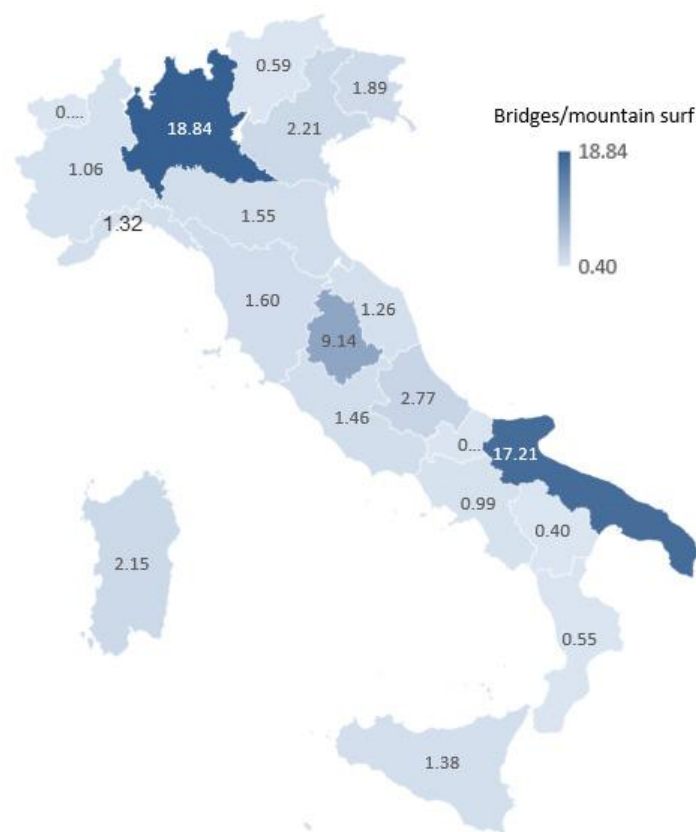


Figura 3. Numero di ponti per chilometro quadrato di superficie montuosa. Fonte [3].

2. Il patrimonio edilizio strategico dell'area MITIGO

In un paese sismico come l'Italia si sono succeduti a distanza di pochi anni l'uno dall'altro eventi sismici significativi che hanno evidenziato l'inadeguatezza di un numero rilevante di edifici a fronteggiare le azioni prodotte dai terremoti, mettendo a rischio vite umane e causando gravi conseguenze economiche per il paese. La maggior parte degli edifici ad uso residenziale in Italia (77% circa) è stata realizzata prima del 1981, quando solo il 25% circa del territorio era classificato sismico [4]. Di conseguenza, un elevato numero di edifici è stato progettato per sostenere i soli carichi gravitazionali, determinando, come dimostrano i più recenti eventi sismici [5,6,7], una elevata vulnerabilità nei confronti delle azioni orizzontali.

A seguito dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (OPCM 3274/2003 [1], OPCM3362/2004 [8]), è stato definito un programma nazionale di valutazione della vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio esistente privo di protezione sismica, partendo dalle opere strategiche, come gli ospedali, ed a rischio rilevante, come le scuole. Questo ha determinato in Basilicata la messa a punto di tre programmi di verifiche svolti per valutare la sicurezza gli ospedali e le scuole della regione, ossia:

- Valutazioni di vulnerabilità sulle scuole della Provincia di Potenza, svolte essenzialmente nel 2003;
- 1° Programma Temporale delle Verifiche sugli ospedali e sulle scuole della Regione Basilicata ai sensi delle OPCM 3274 [1] e 3362[8];
- 2° Programma Temporale delle Verifiche sulle scuole della Regione Basilicata ai sensi delle OPCM 3274 [1] e 3362 [8].

In Basilicata, considerando i soli edifici ospedalieri e scolastici, il numero di strutture non progettate con criteri antisismici è circa 1000.

Nell'intera regione sono presenti 15 plessi ospedalieri pubblici che comprendono 114 edifici con una superficie totale di 341729 m², un volume di 1400000 m³ e circa 2600 posti letto.

	Edifici ospedalieri della Basilicata									volume (m ³)	superficie (m ²)
	plessi	n. totale edifici	n. edifici			% di edifici					
			c.a.	muratura	altro	c.a.	muratura	altro			
Ospedali prov. PZ	10	89	85	4	1	95%	4%	1%	896000	271152	
Ospedali prov. MT	5	25	23	2	0	92%	8%	0%	504000	70577	
Totale	15	114	108	6	1	94%	5%	1%	1400000	341729	

Tabella 3. Numero di edifici, tipologie costruttive, volumi e superfici all'interno delle provincie di Potenza e Matera.

La maggior parte dello stock di edifici ospedalieri è composto da strutture in c.a. (94%), mentre quelli in muratura rappresentano una minima parte (Tab. 3). La metà degli edifici (51%) è stata progettata nel periodo compreso tra il 1961 e il 1971 (Fig. 4), epoca in cui le strutture non venivano concepite per resistere alle azioni sismiche, e che quindi richiederebbero opportuni interventi di adeguamento. Gli edifici ospedalieri sottoposti a valutazione della vulnerabilità nell'ambito del 1° programma temporale di verifiche sono stati 68 di cui 64 in c.a. e 4 in muratura distribuiti in 12 plessi. Dalle verifiche è emerso che molti di essi hanno un rapporto tra capacità e domanda sismica inferiore all'unità.

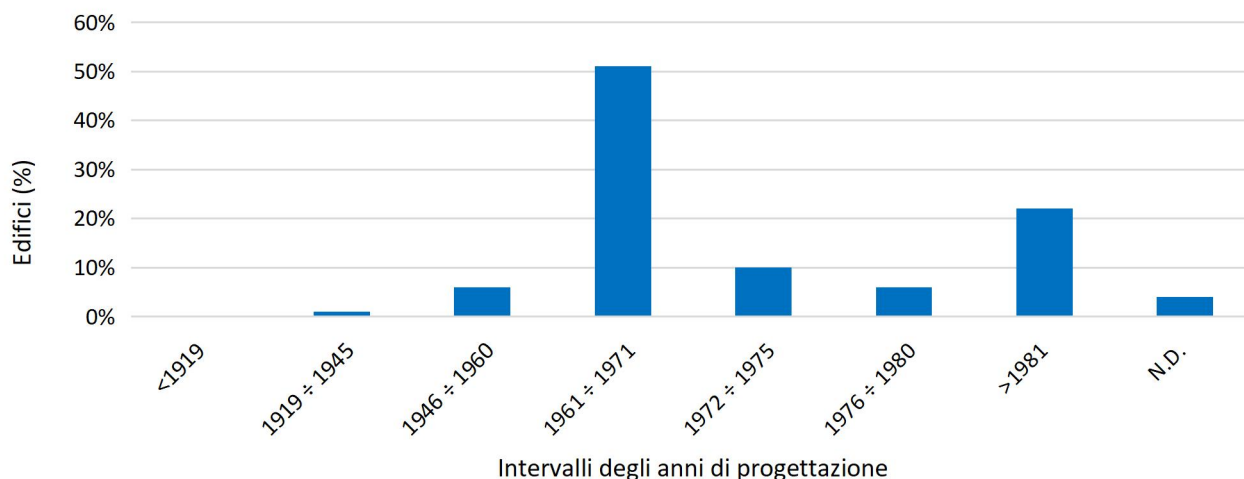


Figura 4. Distribuzione percentuale degli edifici ospedalieri della Basilicata nei vari periodi di progettazione.

I plessi ospedalieri che rientrano nell'area MITIGO sono quelli di Potenza, Tricarico e Matera (Fig. 5), sono composti da un totale di 32 edifici quasi tutti in c.a. (Tab. 4) e complessivamente mettono a disposizione circa 1400 posti letto. L'ospedale di Matera, essendo stato progettato nel 2000 e completato nel 2002, risulta essere quello di più recente costruzione. Tuttavia, tale nosocomio non è stato costruito sulla base di norme sismiche in quanto la città di Matera fino al 2003 non era classificata come zona sismica.

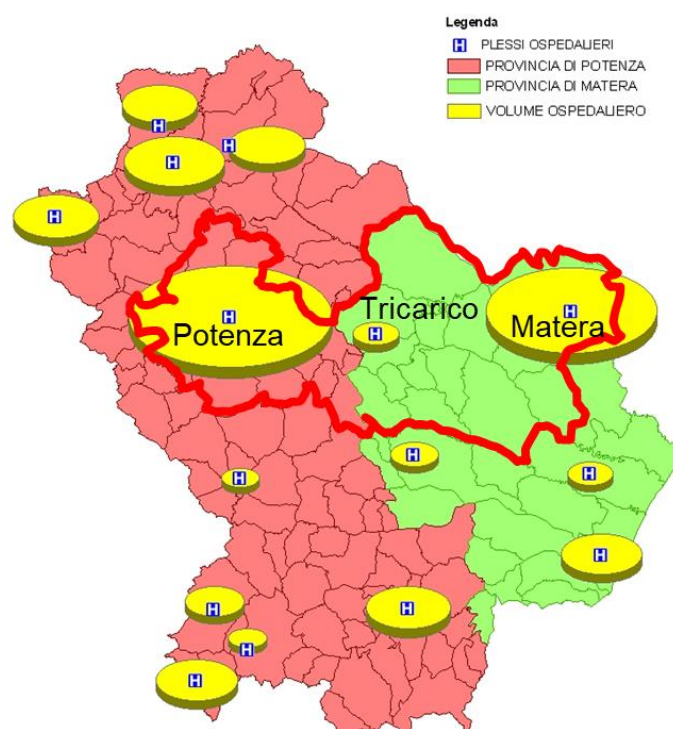


Figura 5. Plessi ospedalieri della Basilicata e dell'area MITIGO.

Edifici ospedalieri dell'area MITIGO										
	Plesso	Totale Edifici	n. edifici			% di edifici			volume (m ³)	superficie (m ²)
			c.a.	Muratura	altro	c.a.	muratura	altro		
Ospedali prov. PZ	Potenza	26	26	0	0	100%	0%	0%	266883	67840
Ospedali prov. MT	Tricarico	2	1	1	0	50%	50%	0%	22200	6000
	Matera	4	4	0	0	100%	0%	0%	305977	61195
Totale	3	32	31	1	0	97%	3%	0%	595060	135035

Tabella 4. Numero di edifici, tipologie costruttive, volumi e superfici all'interno dell'area MITIGO.

Gli edifici scolastici presenti sul territorio regionale sono circa 1550 (Tab. 5), con tipologie costruttive prevalenti in muratura (36%) e in c.a. (56%). A differenza degli ospedali, per le scuole si riscontra una maggiore percentuale di edifici muratura sebbene il numero di edifici in calcestruzzo armato sia comunque più elevato rispetto agli altri (Tab. 5). E' utile osservare che il 76% di questi edifici sono stati costruiti prima del 1981 (Fig. 6), epoca in cui gran parte del territorio regionale non era classificato sismico.

Edifici scolastici della Basilicata									
	n. totale edifici	n. edifici			% di edifici			volume (m ³)	superficie (m ²)
		c.a.	muratura	altro	c.a.	muratura	altro		
Scuole prov. PZ	1072	591	407	74	55%	38%	7%	3069022	494190
Scuole prov. MT	483	321	148	14	66%	31%	3%	1366429	252721
Totale	1555	912	555	88	59%	36%	6%	4435451	746911

Tabella 5. Numero di edifici, tipologie costruttive, volumi e superfici all'interno delle provincie di Potenza e Matera.

Nell'ambito del 1° e 2° programma temporale delle verifiche sono stati analizzati 512 edifici ad uso scolastico, di questi, 252 sono collocati nella provincia di Potenza e 260 in quella di Matera. Anche per le scuole è stato riscontrato un elevato numero strutture con un rapporto tra capacità e domanda sismica inferiore all'unità.

All'interno dell'area MITIGO gli edifici scolastici sono 561 con una superficie totale di 224738 m², in particolare quelli in calcestruzzo armato sono 377 mentre quelli in muratura sono 128. La Tab. 6 riporta i dati relativi alle tipologie costruttive e alla superficie totale degli edifici presenti nei singoli comuni. Dal grafico in Fig. 7 è possibile osservare che in 20 comuni su 30 si ha una percentuale di edifici in c.a. maggiore di quelli in muratura.

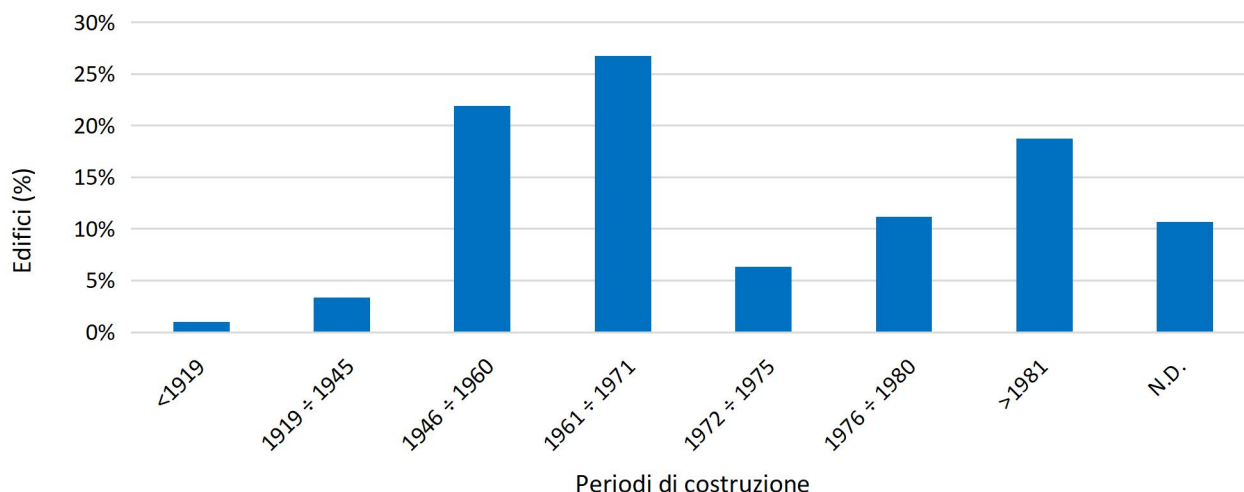


Figura 6. Distribuzione percentuale degli edifici scolastici della Basilicata nei vari periodi di costruzione.

Gli intervalli dei periodi di costruzione mostrano un dato in linea con quello relativo agli edifici scolastici dell'intera regione. Infatti, l'80% degli edifici risale ad un'epoca antecedente al 1981 (Fig. 8 e 11) con la percentuale relativa maggiore nel periodo 1961÷1971 (29%). La quasi totalità degli edifici in muratura è stata realizzata prima del 1975 (Fig. 10), mentre gli edifici in c.a. sono stati costruiti in periodi più recenti (Fig. 9).

Occorre precisare che i dati relativi a questi edifici sono indicativi della situazione generale del patrimonio edilizio scolastico e necessiterebbero di un aggiornamento, in quanto alcuni edifici potrebbero essere stati sottoposti a lavori di adeguamento sismico, aver cambiato destinazione d'uso o in alcuni casi potrebbero essere stati demoliti.

Edifici scolastici dei comuni dell'area MITIGO							
Codice ISTAT	Provincia	Comune	Totale Edifici	n. edifici			Superficie (m ²)
				C.a.	Muratura	Altro	
076063	Potenza	Potenza	162	99	26	37	76884
077014	Matera	Matera	164	135	22	7	73420
076007	Potenza	Avigliano	29	13	12	4	9627
077008	Matera	Ferrandina	12	7	5	0	6205
077028	Matera	Tricarico	19	8	9	2	5754
077013	Matera	Irsina	14	11	3	0	5232
077011	Matera	Grassano	15	15	0	0	5212
076059	Potenza	Picerno	15	6	5	4	4463
077012	Matera	Grottole	10	5	5	0	3543
076060	Potenza	Pietragalla	10	5	5	0	3276
076089	Potenza	Tito	9	5	4	0	3182
077024	Matera	Salandra	10	9	1	0	2978
077026	Matera	San Mauro Forte	8	8	0	0	2962
077022	Matera	Pomarico	6	6	0	0	2396
077015	Matera	Miglionico	4	1	2	1	2065
076062	Potenza	Pignola	6	4	2	0	1949
076061	Potenza	Pietrapertosa	8	5	3	0	1933
077004	Matera	Accettura	6	6	0	0	1800
076071	Potenza	Ruoti	5	1	3	1	1435
076004	Potenza	Anzi	8	2	6	0	1427
076024	Potenza	Castelmezzano	8	5	3	0	1245
077004	Matera	Calciano	3	3	0	0	1159
076017	Potenza	Campomaggiore	4	3	1	0	1135
077009	Matera	Garaguso	5	3	2	0	1135
076001	Potenza	Abriola	5	5	0	0	1203
077019	Matera	Oliveto Lucano	4	4	0	0	960
076093	Potenza	Trivigno	5	2	3	0	795
076014	Potenza	Brindisi di Montagna	3	1	2	0	700
076003	Potenza	Albano di Lucania	2	0	2	0	451
076094	Potenza	Vaglio di Basilicata	2	0	2	0	175

Tabella 6. Dati relativi agli edifici scolastici presenti nei comuni dell'area MITIGO, ordinati per superficie decrescente.

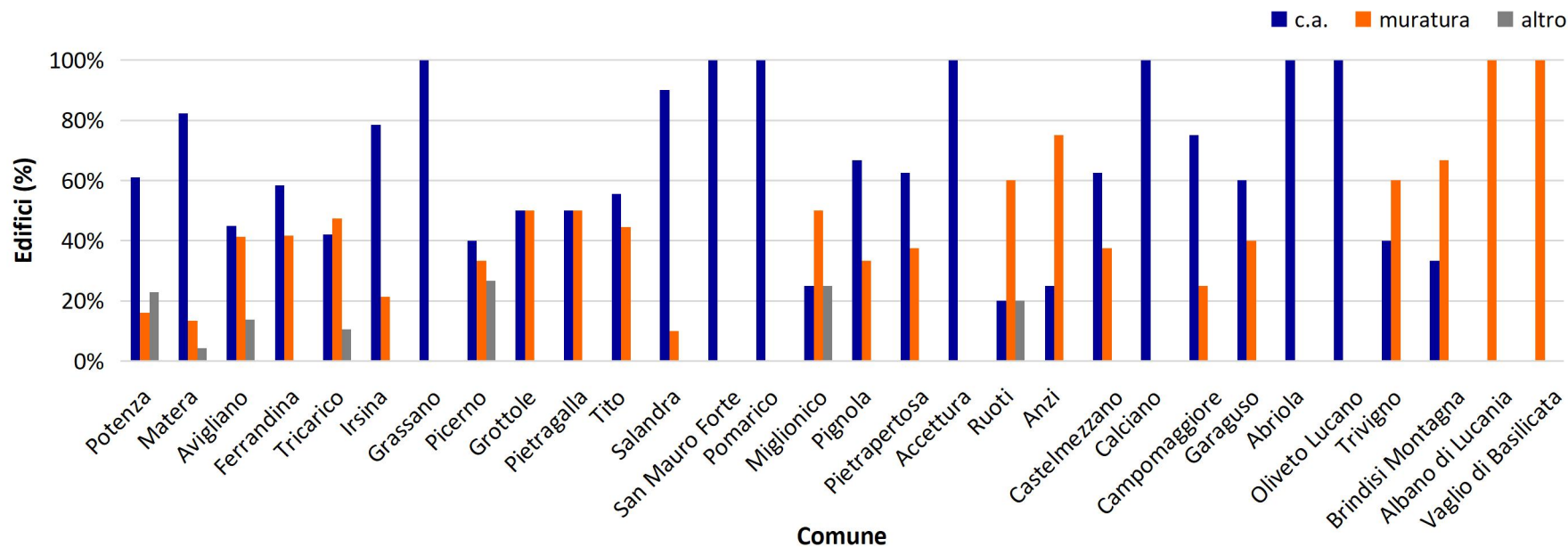


Figura 7. Percentuali delle tipologie costruttive degli edifici scolastici dei comuni dell'area MITIGO, ordinati per superficie crescente.

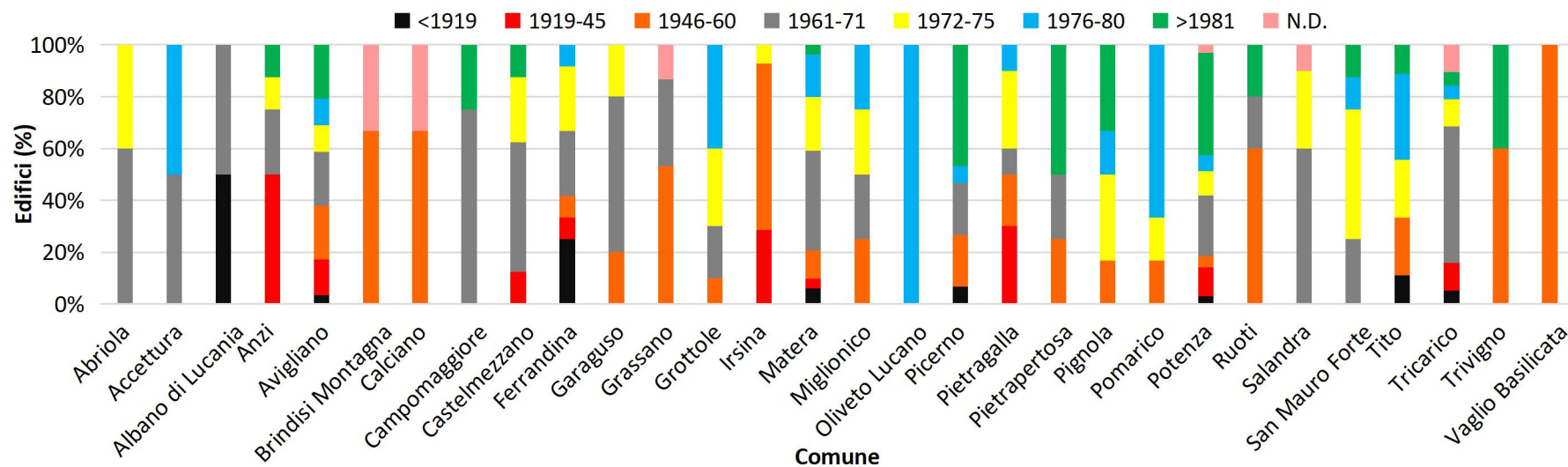


Figura 8. Percentuali di edifici scolastici associati ai vari periodi di costruzione nei comuni dell'area MITIGO.



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Mitigazione dei Rischi Naturali
per la Sicurezza e la Mobilità nelle
Aree Montane del Mezzogiorno



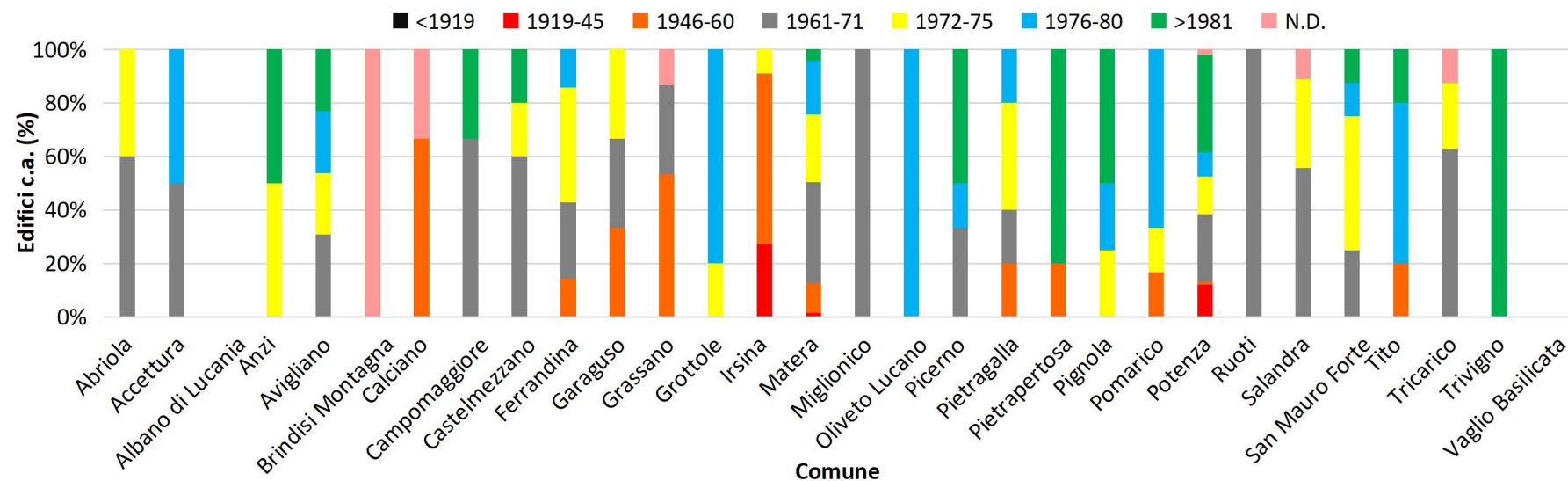


Figura 9. Percentuali di edifici scolastici in c.a. associati ai vari periodi di costruzione nei comuni dell'area MITIGO.

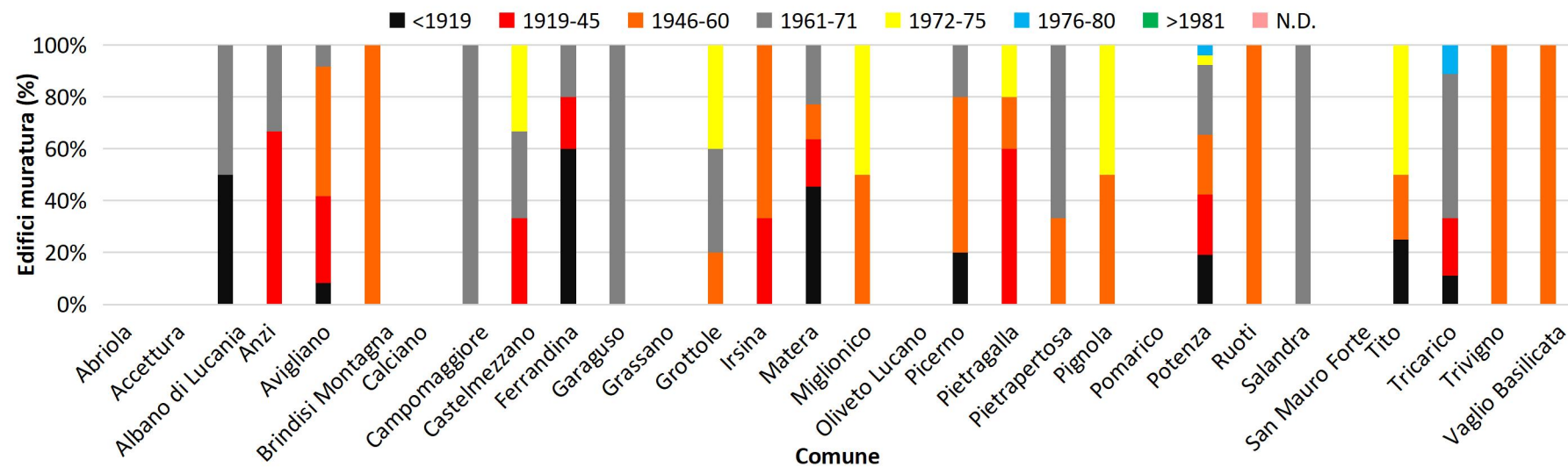


Figura 10 Percentuali di edifici scolastici in muratura associati ai vari periodi di costruzione nei comuni dell'area MITIGO.



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Mitigazione dei Rischi Naturali
per la Sicurezza e la Mobilità nelle
Aree Montane del Mezzogiorno



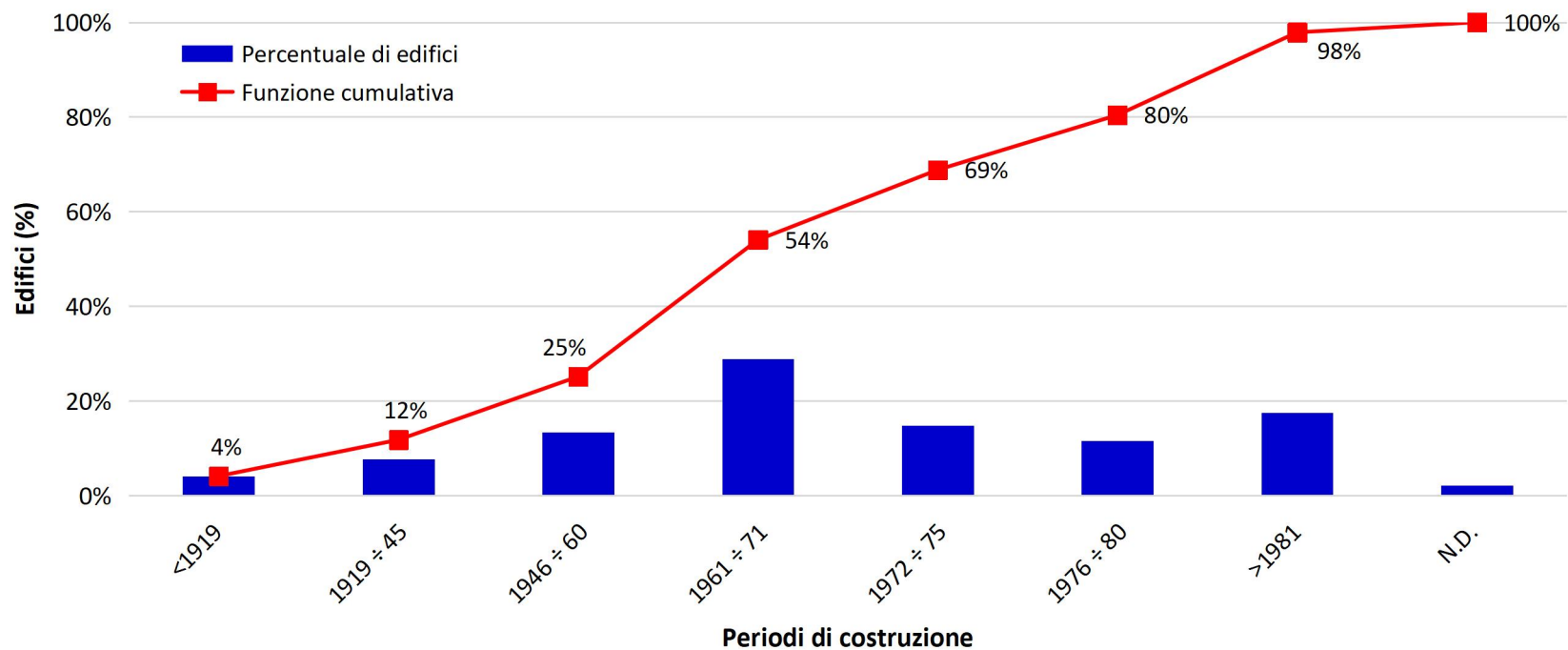


Figura 11. Distribuzione percentuale degli edifici scolastici dell'area MITIGO relativa ai vari periodi di costruzione e funzione cumulativa.



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Mitigazione dei Rischi Naturali
per la Sicurezza e la Mobilità nelle
Aree Montane del Mezzogiorno



In considerazione dei dati esposti, riveste una grande importanza la realizzazione di interventi attraverso l'utilizzo di tecniche di rafforzamento sostenibili, ossia in grado di limitare l'invasività delle lavorazioni, ridurre i tempi e i costi degli interventi, ed evitare l'interruzione d'uso degli ambienti. Inoltre, nell'ottica di un approccio integrato alla riqualificazione, le tecniche di intervento dovrebbero puntare a raggiungere molteplici obiettivi, in particolare quello di accrescere anche le prestazioni termiche dell'involucro edilizio, aspetto particolarmente importante in quanto la maggior parte del patrimonio edilizio esistente è stata realizzata in assenza di specifiche norme sul risparmio energetico [9].

Come meglio verrà esposto nel seguito, in letteratura sono presenti numerose tecniche di intervento per gli edifici esistenti. Tra queste, al fine di aumentare la sostenibilità degli interventi di rafforzamento sismico, di notevole interesse sono le tecniche che operano prevalentemente dall'esterno [10] che sono in grado di ridurre l'invasività delle lavorazioni all'interno degli ambienti e le conseguenze ad esse associate. Tali tecniche prevedono, ad esempio, la realizzazione di telai piani o pareti (in acciaio o c.a.) posti in adiacenza all'edificio lungo il perimetro (o parte di esso) ed efficacemente solidarizzati alla struttura esistente. In considerazione della loro maggiore rigidità e resistenza, se opportunamente progettate, tali strutture aggiuntive diventano il principale sistema resistente nei confronti delle sollecitazioni sismiche. Di contro, gli elementi esistenti sono sollecitati prevalentemente dalle azioni verticali.

È importante osservare che la presenza di una nuova struttura esterna a quella esistente non provoca nessun incremento dei carichi sulla struttura esistente ma in genere richiede nuove fondazioni indipendenti, ovvero l'allargamento degli elementi perimetrali delle fondazioni esistenti. Inoltre, alcune di esse ben si conciliano con un approccio integrato degli interventi di riabilitazione sismica ed energetica, poiché i nuovi elementi possono fungere anche da struttura portante di nuovi pannelli di isolamento termico [10].

Nel prosieguo, quindi, si riporta una revisione dello stato dell'arte delle tecniche di adeguamento sismico per le strutture in c.a., che rappresentano la maggior parte del patrimonio edilizio strategico della Basilicata e dei comuni dell'area MITIGO. In particolare ci si concentra sui metodi di intervento a basso impatto che consentono di eseguire i lavori solo dall'esterno in modo da ridurre o annullare del tutto il tempo di inattività legato alle lavorazioni, aspetto questo che risulta di fondamentale importanza soprattutto per edifici strategici come gli ospedali dove è importante garantire la continuità dei servizi.

3. Tecniche di rafforzamento sismico: stato dell'arte

Le attuali norme tecniche per le costruzioni [2] al punto 8.4 individuano tre categorie di intervento per le costruzioni esistenti:

- Interventi di riparazione o locali;
- Interventi di miglioramento;
- Interventi di adeguamento.

Gli interventi di riparazione o locali riguardano le singole parti o elementi strutturali della struttura, essi non devono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e, comunque, non devono ridurre condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di miglioramento sono finalizzati ad aumentare il livello di sicurezza della costruzione (in particolare quella sismica), senza però dover raggiungere necessariamente il livello di sicurezza previsto dall'adeguamento. Il livello di sicurezza viene quantificato attraverso il parametro ζ_E che è dato dal rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe per il progetto di una nuova costruzione. In particolare, se consideriamo le strutture di classe

III ad uso scolastico e quelle strategiche di classe IV il valore di ζ_E dopo l'intervento deve risultare non minore di 0,6.

Infine, gli interventi di adeguamento devono far in modo che la struttura sia in grado di sopportare le stesse azioni di una costruzione nuova, di conseguenza il parametro ζ_E deve assumere valori maggiori o uguali ad uno.

In funzione della strategia perseguita per il rafforzamento sismico, i metodi di intervento sugli edifici esistenti in c.a. possono essere divisi in tre gruppi. Il primo comprende le tecniche che mirano ad eliminare eventuali comportamenti sfavorevoli che possono indurre crisi fragili (i.e. crisi per taglio), ovvero a determinare meccanismi di danneggiamento controllati (i.e. gerarchia delle resistenze) attraverso il rafforzamento locale dei singoli elementi (strategia di rafforzamento locale). Nell'ambito di tali tecniche, i singoli elementi (travi e pilastri) sono, ad esempio, rinforzati attraverso "incamiciature" realizzate in calcestruzzo (Fig. 12-a), in acciaio (Fig. 12-b) ovvero con materiali compositi (fibre di carbonio, basalto, vetro, ecc.) in grado di aumentare la capacità a taglio e/o flessione [11]. Rientrano nella medesima strategia di rafforzamento locale le tecniche basate sul sistema CAM [12] che, come per gli altri interventi locali, sono utilizzate anche nel rafforzamento dei nodi trave-colonna (Fig. 12-c e 12-d).



Figura 12. Incamiciatura in c.a. (a), in acciaio (b). Rinforzo dei nodi con FRP (c) e con il sistema DIS-CAM (d).

Le lavorazioni richieste per mettere in atto tali strategie di intervento sono in genere molto invasive, soprattutto quando gli elementi da rinforzare sono interni agli edifici, come accade di frequente. Infatti, in tal caso esse richiedono la demolizione delle finiture e/o degli elementi non strutturali (tramezzature e tamponature). Nel caso dell'incamiciatura in c.a., si va a determinare un incremento non trascurabile delle masse e rigidità con maggiori carichi trasmessi in fondazione, che nella gran parte dei casi andrà adeguata. In genere, tali tecniche incrementano la capacità e la duttilità delle strutture.

Una seconda strategia riguarda l'inserimento di nuovi elementi resistenti. Appartengono a questo gruppo le tecniche che prevedono l'inserimento di controventi metallici all'interno delle maglie strutturali [13] (Fig. 13-a e 13-b) ovvero pareti a taglio in c.a. [14]. Tali tecniche sono in grado di conferire un significativo incremento di resistenza e di rigidità alla struttura esistente, in modo da diventare il principale sistema resistente ai carichi orizzontali, oltre a regolarizzare la risposta strutturale in presenza di significativi moti torsionali.



Figura 13. Controventi metallici inseriti nelle maglie strutturali all'interno (a) e all'esterno di edifici (b).

Sebbene i nuovi elementi resistenti, opportunamente dimensionati, possano essere collocati in un numero limitato di "maglie" del reticolo strutturale, le lavorazioni risultano comunque piuttosto invasive richiedendo, generalmente, sia la demolizione di tamponature e tramezzature che il rinforzo dei nodi trave-colonna. Inoltre, in presenza di sisma, tali tecniche comportano un significativo incremento delle azioni trasmesse ad alcune parti della fondazione, condizione che spesso determina la necessità di interventi di rafforzamento (in genere molto onerosi) anche per questi elementi.

In genere, tali tecniche incrementano la capacità e la rigidità laterale delle strutture.

La terza strategia mira invece a migliorare le prestazioni riducendo la domanda sismica agente sulle strutture. A questo gruppo appartengono le tecniche dell'isolamento sismico [15] e l'utilizzo di controventi dissipativi. La prima consiste nel disaccoppiare il moto della struttura rispetto a quello del terreno tramite l'inserimento di opportuni dispositivi di appoggio a bassa rigidità orizzontale (Fig. 14-b) o resistenza allo scorrimento (Fig. 14-a) chiamati *isolatori*. Tali dispositivi consentono ampi spostamenti relativi tra la sottostruttura, rigida e solidale con le fondazioni, e la sovrastruttura, porzione dell'edificio ove è concentrata la gran parte della massa in elevazione. Attraverso la tecnica dell'isolamento sismico (nel caso di utilizzo di isolatori elastomerici) si accresce il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in modo

che essa possa essere sottoposta a valori più bassi delle pseudo-accelerazioni spettrali e, quindi, a minori forze di inerzia.



Figura 14. Isolatori sismici a scorrimento (a) ed elastomerici (b).

Sebbene le operazioni connesse alla realizzazione dell'isolamento sismico si concentrino solo negli ambienti dove è previsto il piano di scorrimento tra sotto-struttura e sovra-struttura (in genere i cantinati ovvero il piano terra), le lavorazioni richieste in tali ambienti sono particolarmente invasive poiché, in genere, è necessario accrescere le dimensioni dei pilastri della sottostruttura al fine di incrementarne la rigidità. Di contro, tale tecnica non determina incrementi rilevanti dei carichi in fondazione, sia in condizioni statiche che dinamiche.

Un ulteriore contributo al miglioramento delle prestazioni sismiche attraverso tale tecnica si ottiene facendo affidamento sulla capacità dissipativa che alcuni isolatori opportunamente progettati possiedono. La seconda tecnica di riduzione della domanda si realizza mediante l'inserimento all'interno delle maglie dei telai di sistemi controventanti dotati di dispositivi in grado di dissipare un grande quantitativo di energia (Fig. 15). In questo modo si vanno a modificare le caratteristiche della risposta sismica attraverso l'incremento dello smorzamento che determina una sensibile riduzione delle forze d'inerzia e degli spostamenti di interpiano a vantaggio di una riduzione dei danni agli elementi strutturali e non strutturali. La tecnica della dissipazione di energia presenta diversi vantaggi, tra i quali quello di poter essere utilizzato per far fronte a qualsiasi tipo di azione dinamica, indipendentemente dal contenuto in frequenze della forzante (in particolare del sisma), il che la rende particolarmente efficace anche nel caso di edifici alti o fondati su terreni soffici, condizioni queste spesso sfavorevoli per l'utilizzo di altre tecniche quali l'isolamento sismico [13].

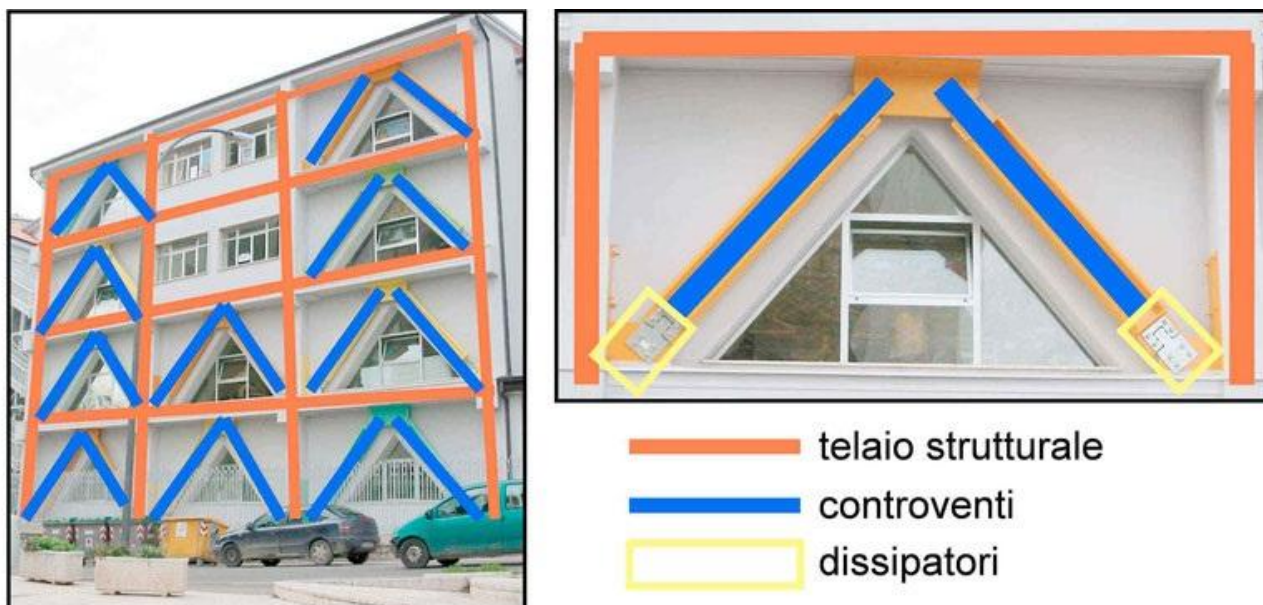


Figura 15. Adeguamento sismico tramite controventi dissipativi della scuola Domiziano Viola (Potenza). Fonte [ingenio-web.it].

4. Soluzioni di retrofit sismico a basso impatto dall'esterno

Nei precedenti paragrafi sono state esaminate alcune strategie di intervento per migliorare o preferibilmente adeguare gli edifici in cemento armato. Come abbiamo visto, queste tecniche di intervento risultano spesso molto invasive poiché richiedono quasi sempre che l'edificio venga provvisoriamente sgomberato da persone e da cose, con notevoli disagi e costi. Inoltre, questi interventi provocano necessariamente estese demolizioni di rivestimenti, pavimenti, tramezzature, impianti, con ulteriori costi per il successivo ripristino.

Per questo motivo, di seguito si esaminano soluzioni in grado di accrescere la sostenibilità attraverso la limitazione della invasività e della intrusività. A tale scopo è opportuno evidenziare che l'invasività è legata alle variazioni estetiche, funzionali e architettoniche indotte sull'edificio dall'intervento di rinforzo mentre l'intrusività è legata alla necessità di effettuare lavori all'interno dell'edificio, con conseguente interruzione delle attività che si svolgono nell'edificio.

Al fine di limitare sia l'invasività che l'intrusività è necessario operare prevalentemente dall'esterno, condizione che determina un abbattimento dei costi economici, sociali e dei tempi di realizzazione.

Un ulteriore aspetto da considerare per rendere sostenibile l'adeguamento degli edifici è la possibilità di integrazione tra gli interventi strutturali e quelli energetici, per far in modo di ridurre i consumi di energia non rinnovabile. A tal proposito si considerano tecniche integrate quelle che mirano ad ottenere un miglioramento delle prestazioni energetiche e sismiche con un solo intervento oppure con un unico sistema o materiale, garantendo i livelli di prestazione richiesti sia in termini di sicurezza sismica che di efficienza energetica [16]. Essendo queste tecniche non pienamente mature, generalmente si opera tramite la combinazione di tecniche strutturali ed energetiche.

Attualmente, le tecniche operanti dall'esterno sono classificabili in:

- a) Tecniche di rinforzo locale tramite compositi o elementi in acciaio;

- b) Sostituzione dell'involucro: demolizione e ricostruzione delle tamponature con elementi più resistenti e meglio collegati alla struttura portante;
- c) Rinforzo dell'involucro tramite elementi in composito (reti di fibre di carbonio, vetro, aramide) immerse in una matrice inorganica (generalmente cementizia) come i cosiddetti TRM (Textile Reinforced Mortars);
- d) Costruzione di esoscheletri dissipativi o non dissipativi, che possono essere in acciaio o in calcestruzzo armato.

4.2 Interventi locali

Questi interventi riguardano principalmente gli edifici in cemento armato progettati in assenza di normative sismiche, con prestazioni molto limitate dovute alle crisi fragili soprattutto nei nodi trave-colonna. E' stato dimostrato in diverse occasioni sia numericamente che sperimentalmente che la risoluzione di queste crisi fragili può portare ad un significativo incremento delle prestazioni sismiche della struttura. In questo paragrafo ci si concentra sulle tecniche attualmente disponibili che permettono di migliorare le prestazioni sismiche dei nodi perimetrali trave-colonna, delle estremità delle colonne e delle tamponature attraverso interventi effettuati esternamente agli edifici.

4.2.1 Interventi sui nodi perimetrali

I nodi trave-pilastro perimetrali sono quelli posti negli angoli (nodo d'angolo) o sulle facciate (nodo intermedio) delle strutture intelaiate. Lo scopo di questi interventi è quello di assicurare un buon comportamento d'insieme del sistema nodo-trave-pilastro attraverso un significativo incremento della duttilità di tale sistema, in alcuni casi si riesce ad ottenere anche un incremento della resistenza delle travi e dei pilastri nelle loro parti terminali convergenti nel nodo [17] dove le sollecitazioni dinamiche risultano essere massime. Per il rinforzo dei nodi possono essere utilizzati materiali compositi (fibrorinforzati) costituiti da una matrice e da elementi di rinforzo (fibre di carbonio, vetro, aramide, ecc.) caratterizzati da un'elevata resistenza a trazione ma privi di duttilità. Questi materiali costituiti da strisce di spessore sottile vengono "incollati" sulla superficie dell'elemento in c.a. da rinforzare, conferendo all'elemento una maggiore duttilità e resistenza (a taglio e flessione) senza alterarne la rigidità o aumentare la massa. Un'ulteriore strategia consiste nell'andare a rinforzare dall'esterno le zone di estremità delle travi e il pannello del nodo mediante il fissaggio sulla superficie in c.a. di piastre metalliche opportunamente sagomate [17].

4.2.1.1 Rinforzo esterno con tessuti unidirezionali o multidirezionali

L'osservazione dei danni post-terremoto ha evidenziato che l'azione di taglio esercitata dalla tamponatura può determinare danni significativi al nodo, con fessura diagonale sul pannello di nodo (Fig. 16-a), pseudo-orizzontale in corrispondenza della sezione di attacco pilastro-pannello di nodo (Fig. 16-a) o diagonale in corrispondenza alla testa del pilastro (linea in tratteggio della Fig. 16-b) [18].

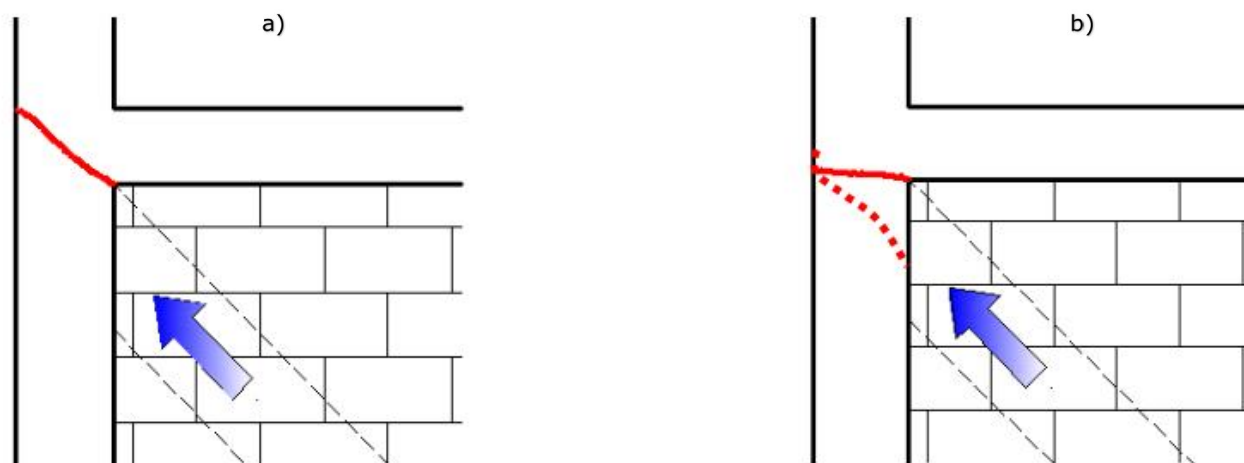


Figura 16. Rappresentazione schematica del meccanismo di crisi del nodo trave-pilastro dovuto all'azione di taglio della tamponatura: (a) lesione diagonale nel pannello; (b) lesione pseudo-orizzontale all'attacco pilastro-pannello di nodo e/o diagonale nel pilastro in prossimità dell'attacco al nodo. Fonte [18].

Per conferire al nodo una maggiore capacità resistente nei confronti dei meccanismi sopra descritti, può essere realizzato, nel caso si utilizzino di materiali compositi, un rinforzo esterno con tessuti metallici unidirezionali inclinati come viene mostrato nelle Fig.17-a e 17-b.

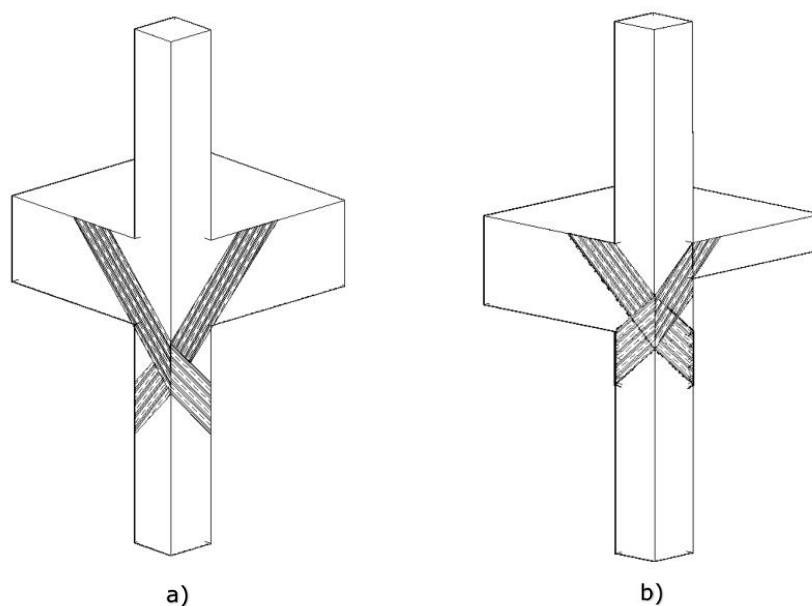


Figura 17. Fasce diagonali con tessuto metallico unidirezionale su nodo d'angolo: (a) nodo con due travi emergenti; (b) nodo con una trave emergente ed una a spessore. Fonte [18].

A complemento dell'intervento basato su compositi, si possono disporre delle fasce a "L" di tessuto quadriassiale in fibra di carbonio poste all'intersezione delle travi con il pilastro in corrispondenza del nodo trattato [18].

L'incremento di resistenza a taglio del pannello di nodo può essere ottenuto anche mediante la disposizione di tessuto quadriassiale in carbonio [18] come viene mostrato in Fig. 18.

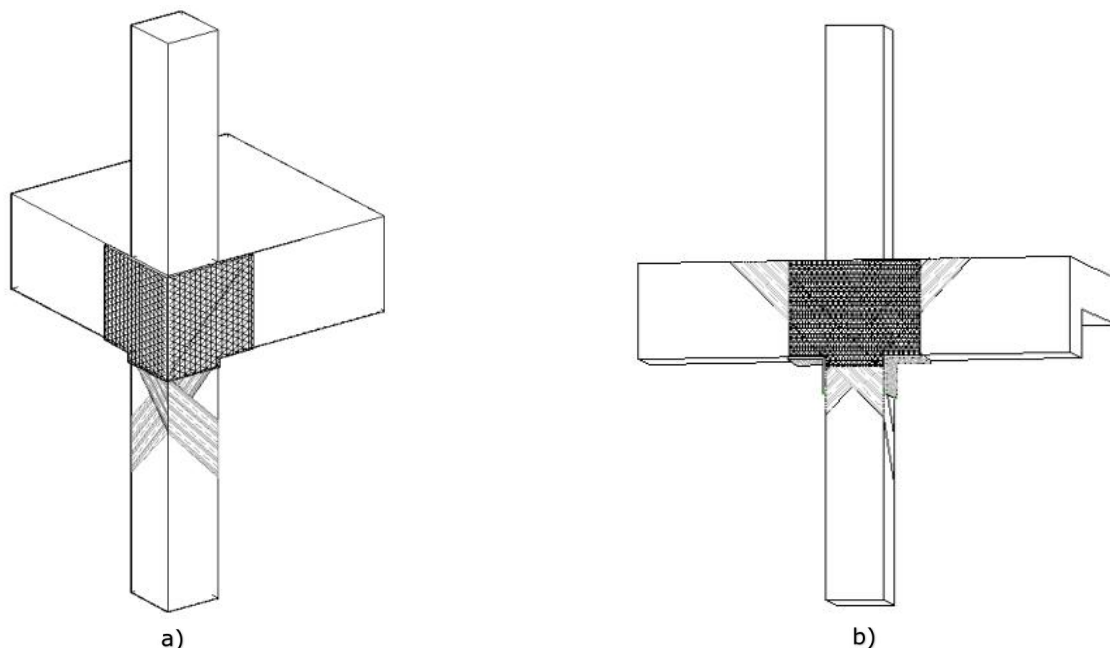


Figura 18. Tessuto quadriassiale bilanciato in fibra di carbonio posto in corrispondenza del pannello di nodo un nodo d'angolo (a) e di un nodo intermedio (b). Fonte [18].

4.2.1.3 Sistema SPEAD

I recenti eventi sismici hanno mostrato in diverse occasioni che negli edifici a telaio in c.a. i danni si verificano alle estremità delle travi, delle colonne o nei pannelli di giunzione (nodi trave-pilastro).

Santarsiero et al. [17] hanno sviluppato (e brevettato) un sistema denominato SPEAD (Steel Plate Energy Absorption Device) con lo scopo di fornire un metodo per il rinforzo delle travi e delle colonne che sia in grado di proteggere il pannello del nodo trave-colonna (che è spesso l'elemento più fragile negli edifici più vecchi privi di adeguati criteri antisismici) degli edifici a telaio in calcestruzzo armato. Il sistema può essere installato operando dall'esterno, in questo modo non si hanno interferenze con la soletta, le travi ortogonali confluenti nel nodo e i tamponamenti, inoltre, è facilmente installabile ed economico.

Lo SPEAD è costituito essenzialmente da una piastra in acciaio opportunamente sagomata composta da due parti, la prima è collegata alla colonna mentre la seconda alla trave, il collegamento avviene mediante l'utilizzo di resine e bulloni (Fig. 19-a e 19-b).

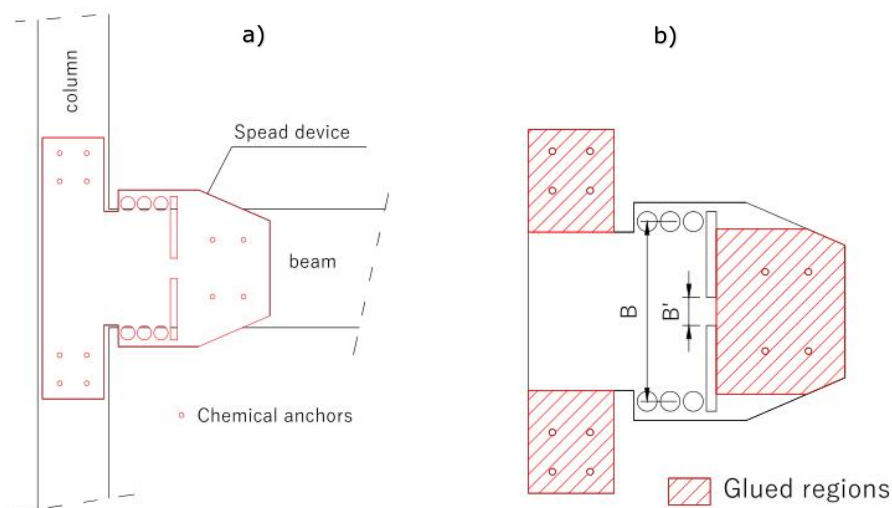


Figura 19. Dispositivo SPEAD applicato a un giunto trave-colonna (a), Zone di fissaggio del dispositivo SPEAD (tratteggio rosso) (b). Fonte [17].

La piastra in acciaio, oltre a rinforzare la trave, è progettata in modo da produrre una traslazione della posizione della cerniera plastica dalla zona del nodo verso la mezzera della trave. Sul dispositivo sono presenti dei fori circolari separati da elementi detti *clessidre* e un rettangolo centrale di collegamento tra le due parti della piastra: Questi elementi sono in grado di deformarsi a taglio e a flessione e, quando viene superata una certa soglia di forza, producono dissipazione di energia grazie all'isteresi dell'acciaio. Il sistema lavora grazie alle deformazioni relative tra la trave e la colonna con le zone di collegamento (*clessidre* e rettangolo centrale) tra le due parti del dispositivo realizzate in modo tale che le deformazioni plastiche possano verificarsi a livelli di forza prestabiliti.

La Fig. 20-a mostra le due parti componenti il sistema SPEAD (parte 1, in grigio, solidale con il pilastro mentre la parte 2, in blu, è solidale con la trave), la Fig. 20-b mostra le deformazioni del dispositivo installato sul nodo trave-colonna, mentre nella Fig. 20-c sono evidenziate le forze e i momenti che la zona 2 esercita sulla zona 1 una volta che si è raggiunta la plasticizzazione.

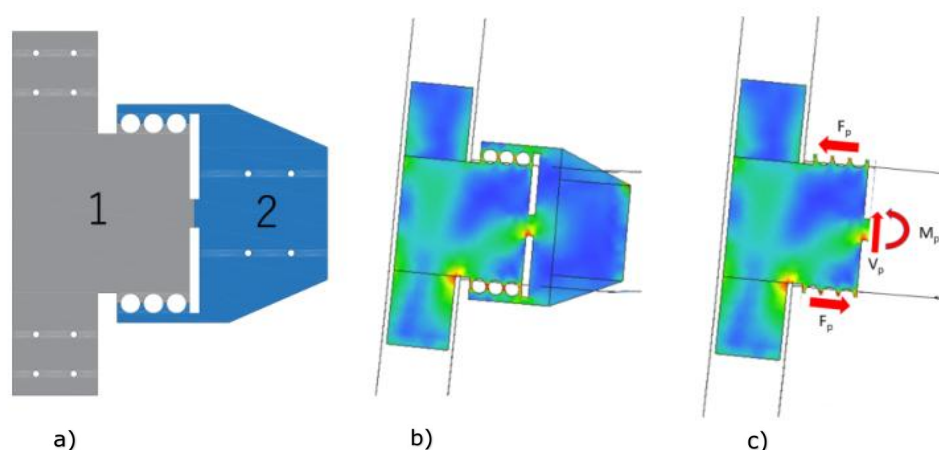


Figura 20. (a) Dispositivo SPEAD, (b) dispositivo deformato, (c) azioni mutue tra la zona 1 e la zona 2. Fonte [17].

Si può osservare che la risposta flessionale dello SPEAD è in gran parte determinata dal braccio interno "B" (Fig. 19-b) dove è posizionato il baricentro delle forze FP (Fig. 20-c), un'ulteriore quota di resistenza a flessione è fornita dal rettangolo centrale di collegamento attraverso il quale viene trasmesso anche il taglio VP (questo fa in modo da non richiedere ulteriori rinforzi a taglio della trave nell'area coperta dal dispositivo) (Fig. 20-c). Infine, la zona 1 a contatto con la colonna va ad incrementare la resistenza a flessione della colonna stessa consentendo il rispetto della gerarchia delle resistenze.

Come detto in precedenza, il sistema SPEAD è stato concepito per essere installato sulle strutture a telaio in c.a. dall'esterno, pertanto, non richiede la demolizione dei tamponamenti ma solo una parziale rimozione dell'intonaco esterno.

L'efficacia di tale sistema nel migliorare le prestazioni sismiche dei giunti trave-colonna è stata valutata attraverso analisi effettuate su un modello 3D, costruito con un programma di calcolo agli elementi finiti non lineari e calibrato sulla base di prove sperimentali precedentemente eseguite. Dal confronto delle analisi effettuate sia sul modello privo del dispositivo SPEAD che su quello rinforzato, gli autori [17] hanno riscontrato un incremento di resistenza, rigidezza e duttilità del nodo trave-colonna. Effetti positivi sono stati osservati anche in termini di danno, infatti, nel pannello di giunzione del modello rinforzato con il dispositivo SPEAD è stato riscontrato un danno quasi trascurabile rispetto al modello privo di SPEAD. Altri effetti benefici sono legati alla riduzione dei fenomeni scorrimento delle barre di acciaio all'interno del nodo, dovuti alla traslazione della zona di cerniera plastica.

4.2.1.4 Piastre sagomate SIS.MI.C.A.

Sempre nell'ottica di migliorare il comportamento sismico dei nodi trave-pilastro d'angolo (Fig. 21) e di facciata (Fig. 22) intervenendo esternamente alla struttura, è stato brevettato e certificato un sistema denominato SIS.MI.C.A. conforme alle NTC 2018 [2]. Il sistema è composto da una piastra in acciaio S355 intagliata e sagomata con adeguato profilo e spessore che determina un migliore confinamento, una maggiore resistenza e duttilità sotto l'azione del sisma dei nodi.



Figura 21. Esempio di applicazione della piastra SIS.MI.C.A. su un nodo d'angolo. Fonte [products.kerakoll.com].

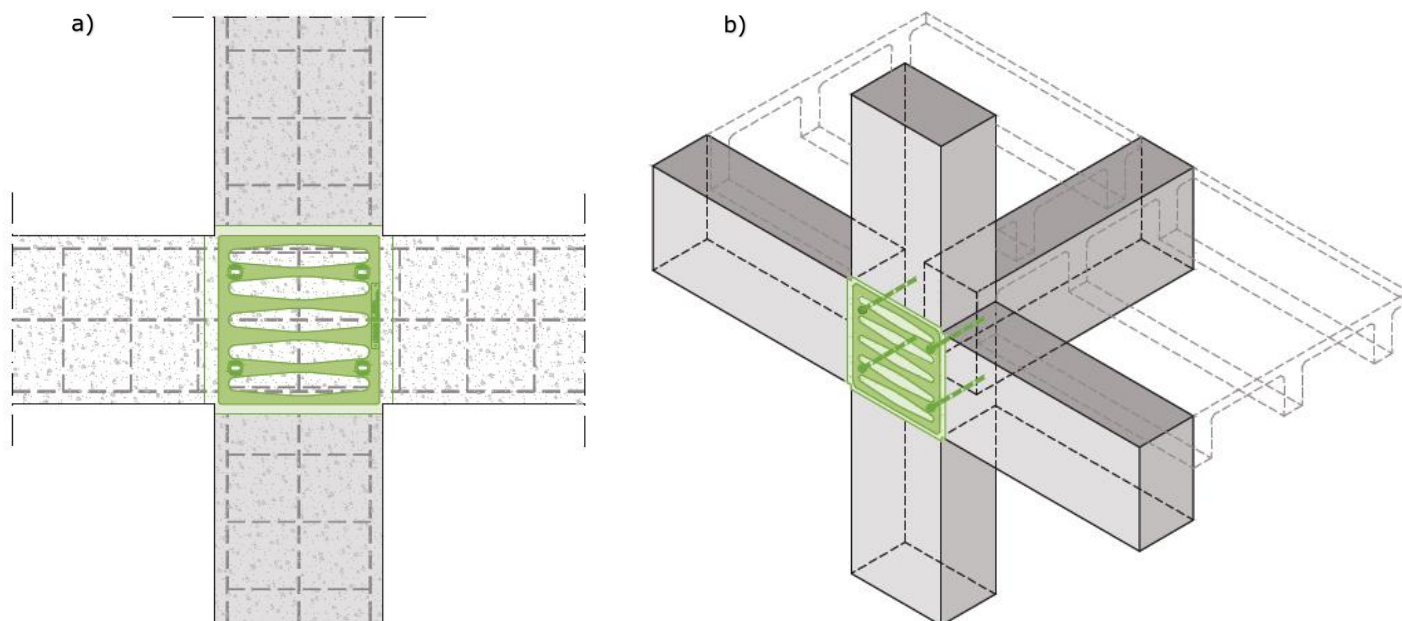


Figura 22. Vista prospettica (a) e assonometrica (b) di un nodo trave-pilastro con piastra SIS.MI.C.A.. Fonte [products.kerakoll.com].

Il sistema prevede la progettazione ad hoc di inserti in acciaio con caratteristiche specifiche e differenti spessori e forme, che vengono applicati all'elemento strutturale da rinforzare previa rimozione del copriferro. L'installazione viene eseguita con ancoraggi di dimensioni e angolazioni specifiche e tramite il supporto di un apposito dispositivo di centraggio e resina epossidica. I punti di forza nell'utilizzo di questo sistema sono la velocità di messa in opera, la minima invasività e l'assenza di interferenza con le attività che si svolgono all'interno dell'edificio, che consentono l'applicazione senza precauzioni specifiche anche durante il normale uso del fabbricato, inoltre, agendo completamente dall'esterno non si ha alcuna interferenza con i tamponamenti.

4.2.2 Interventi sulle tamponature

Gli eventi sismici del passato hanno messo in evidenza che il patrimonio di edifici esistenti è caratterizzato da una diffusa fragilità, con particolare riferimento alle connessioni nodali e alle tamponature. In uno studio di Masi et al. [19] sulla valutazione del danno effettuata dopo il terremoto (Mw 6.0) del 24 agosto 2016 in Italia centrale è emerso che le tamponature e i tramezzi sono gli elementi che spesso subiscono i danni più pesanti, in particolare ai piani inferiori, con una significativa interazione con gli elementi del telaio in cemento armato e in alcuni casi con gravi danni anche alle colonne. Partendo da queste premesse sarebbe auspicabile, insieme all'imprescindibile rinforzo dei nodi trave-colonna, adottare idonei sistemi di rinforzo e collegamento delle tamponature (soprattutto quelle perimetrali) per scongiurare il rischio di ribaltamento nei confronti delle azioni ortogonali al piano del pannello, e ridurre gli effetti sugli elementi i.c.a. così da ottenere un miglioramento delle prestazioni per terremoti sia di bassa che di alta intensità.

Gli interventi che riguardano i pannelli di tamponatura, utili anche per gli elementi del telaio di contorno, consistono principalmente nella realizzazione di efficaci collegamenti del paramento murario agli elementi del telaio lungo il bordo superiore e laterale del perimetro di contorno o nella realizzazione di intonaci

armati attraverso l'inserimento di reti a maglia regolare. Altre soluzioni prevedono l'applicazione sul paramento esterno di malta rinforzata con fibre tessili (TRM) in combinazione con pannelli di materiale isolante in modo da ottenere un miglioramento delle prestazioni sia sismiche che energetiche dell'edificio [20].

4.2.2.1 Sostituzione dello strato esterno di tamponatura

Masi et al. [21] hanno proposto un intervento che prevede la sostituzione dello strato esterno di una tipica tamponatura a doppia foderia con intercapedine (Fig. 23, "AS BUILT"); la nuova tamponatura è costituita da mattoni di laterizio semi-pieni più spessi e resistenti dei precedenti aventi anche una minore trasmittanza termica, e prevede anche l'aggiunta di uno strato esterno di isolamento come mostrato nella Fig. 23 ("UPGRADE").

Questo approccio, sviluppato nell'ambito degli ultimi progetti di ricerca italiani (DPC-ReLUIS), mira a far sì che un tipico edificio residenziale italiano in cemento armato degli anni '70, progettato per carichi gravitazionali, soddisfi i requisiti dell'attuale norma italiana sull'efficienza energetica e ottenga un beneficio anche in termini di capacità sismica, sia con riferimento alla crisi fuori dal piano delle tamponature sia della intera struttura

L'applicazione al caso studio ha dimostrato che i nuovi pannelli di tamponamento hanno portato ad un aumento del taglio massimo alla base (+25%) e della rigidità (+58%). Inoltre, è stato riscontrato anche un aumento della pseudo-accelerazione spettrale corrispondente allo stato limite SLV, che è passata da 0,110 g (struttura pre-intervento) a 0,168 g (dopo la parziale sostituzione dei tamponamenti).

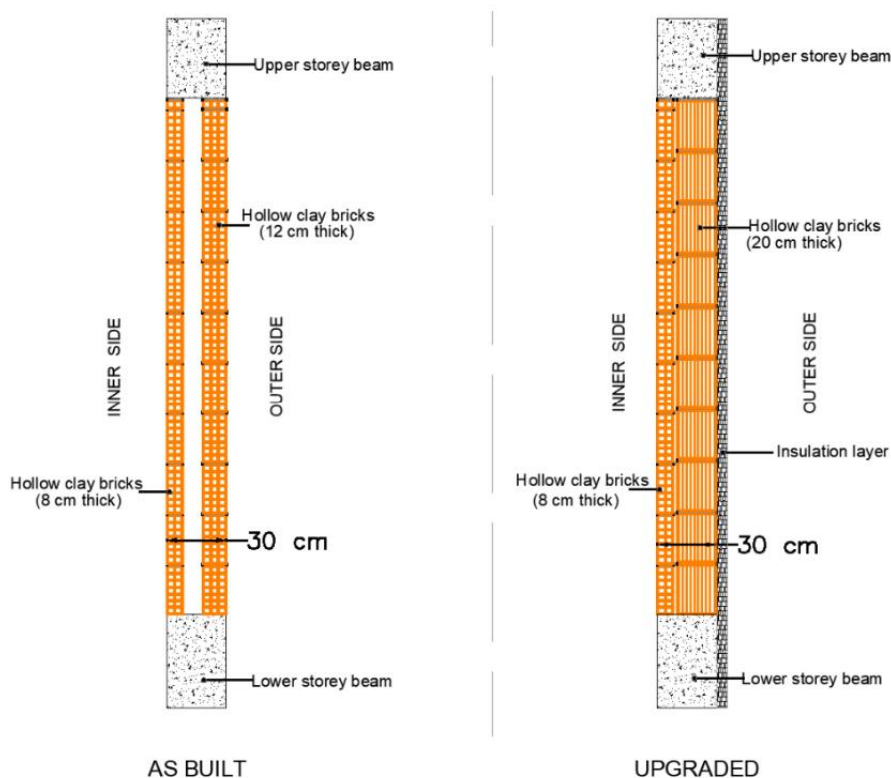


Figura 23. Vista in sezione della tamponatura pre-intervento (AS BUILT), vista in sezione della tamponatura post-intervento (UPGRADE). Fonte [21].

Nell'ottica di proporre interventi che arrechino il minimo disturbo durante l'esecuzione dei lavori si può osservare che per questo intervento, dove è prevista la sostituzione solo dello strato esterno dei tamponamenti, il livello di disturbo può essere considerato medio-basso.

Va considerato che andando ad incrementare la resistenza delle tamponature aumenta anche il taglio massimo alla base della struttura, con maggiori effetti sulle fondazioni che devono essere nuovamente verificate. Inoltre, la maggior resistenza dei pannelli di tamponatura può causare il cedimento fragile dell'estremità superiore delle colonne che interagiscono con essi e, pertanto, gli autori [21] suggeriscono anche interventi di rinforzo locale sui nodi e nella zona di estremità delle colonne.

4.2.2.2 Collegamento perimetrale delle tamponature agli elementi strutturali

I collegamenti tra i pannelli murari di tamponamento e la cornice strutturale possono essere effettuati con diverse tecnologie, essenzialmente riconducibili all'uso di materiali fibrorinforzati o di piatti e angolari metallici.

L'intervento proposto da Dolce e Manfredi [18] prevede la rimozione parziale dell'intonaco esistente lungo le fasce perimetrali di ancoraggio di bordo, in modo da andare a creare una sezione di intaglio a cavallo tra la tamponatura e la trave (Fig. 24) in cui verrà posizionata una rete a maglie quadre immersa in una malta cementizia bicomponente ad elevata duttilità.

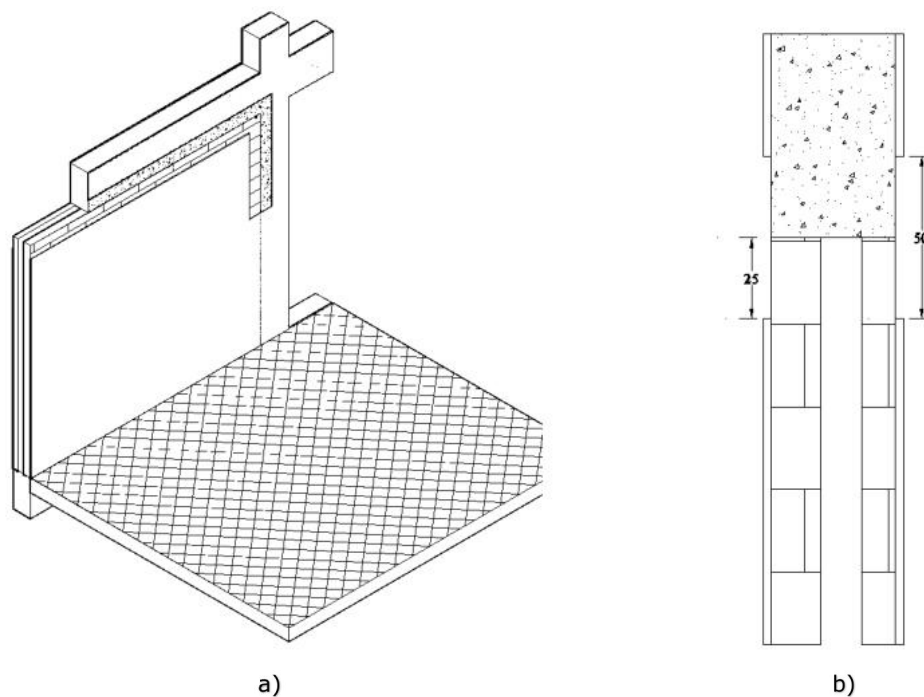


Figura 24. Collegamenti tra il pannello murario di tamponamento e la cornice (a), rimozione dell'intonaco esistente lungo le fasce perimetrali di ancoraggi (b). Fonte [18].

Ad asciugamento degli strati di malta precedentemente applicati, vengono inseriti all'interno di fori passanti nello spessore della muratura dei fazzoletti in tessuto unidirezionale in fibre di acciaio ad alta resistenza in corrispondenza della tasca (Fig. 25) per l'alloggiamento del fiocco che garantisce il collegamento tra i due paramenti della tamponatura.

È utile osservare che, a differenza del precedente intervento, il livello disturbo in questo caso è maggiore, dovendo operare anche dall'interno per garantire il collegamento dei due paramenti.

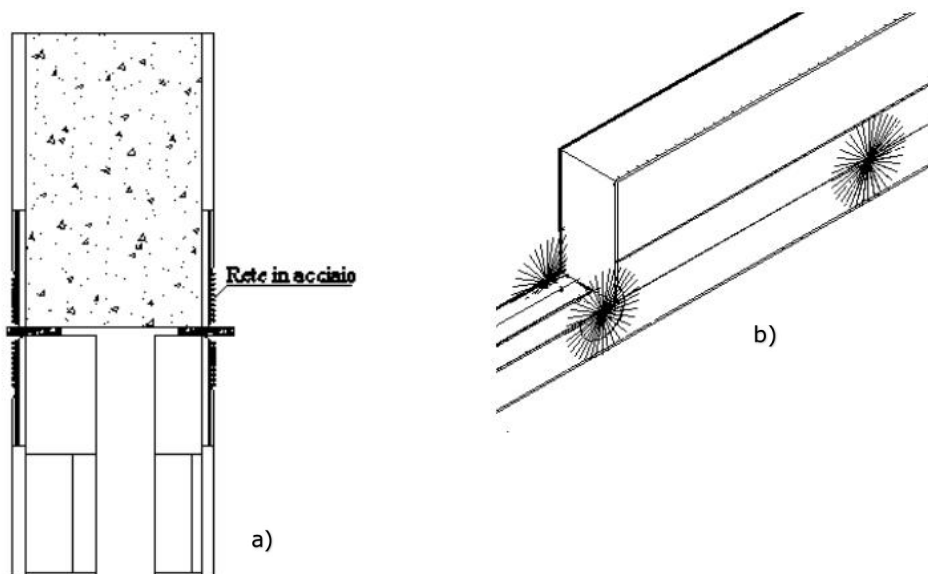


Figura 25. Vista in sezione prima dell'applicazione del fazzoletto in tessuto (a), applicazione del fazzoletto in tessuto unidirezionale in fibre di acciaio (b). Fonte [18].

In generale questo tipo di intervento consegue il triplice obiettivo di prevenire il ribaltamento fuori piano della tamponatura, di migliorarne la rigidità e la resistenza nel piano e di limitare gli sfavorevoli effetti locali alle estremità dei pilastri. Il collegamento, infatti, permette di trasferire la forza resistente della tamponatura lungo il bordo perimetrale orizzontale di sommità e di conseguenza alla trave superiore riducendo o annullando la concentrazione degli sforzi taglianti all'estremità superiore delle colonne.

4.2.2.3 Applicazione di malta rinforzata con fibre tessili (TRM)

Gli eventi sismici in tutto il mondo hanno mostrato chiaramente il collasso fuori piano dei pannelli di tamponamento, oltre ad essere una delle maggiori cause di perdita economica, rappresenta uno dei principali problemi per la salvaguardia delle vite umane [22].

Una soluzione al problema è rappresentata dall'utilizzo di malte armate con fibre tessili costituite da una "armatura" in fibre tessili leggere ad alta resistenza combinate con malte cementizie (Fig. 26). I principali vantaggi nell'utilizzo di queste fibre sono: il basso costo, la facilità di applicazione e la compatibilità con elementi in calcestruzzo e in muratura anche in presenza di superfici umide e a basse temperature [20].

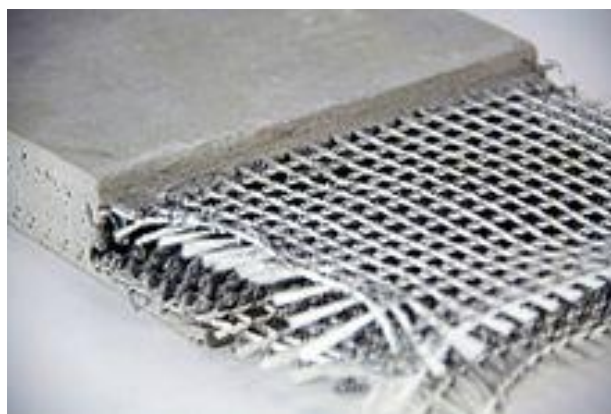
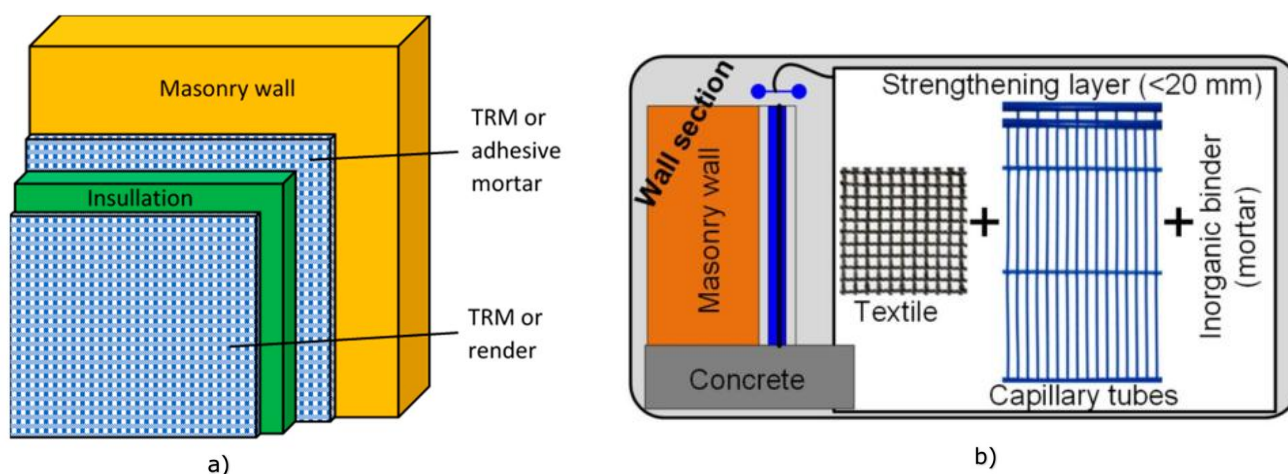


Figura 26. Primo piano di un pezzo di malta armata con tessuto.

De Risi M. T. et al. [22] hanno dimostrato, attraverso prove sperimentali su campioni di tamponatura (costituiti da mattoni forati in laterizio) sollecitati fuori dal proprio piano, che l'utilizzo di intonaco di malta rinforzata con tessuto (fibre di vetro bidirezionali) fornisce un incremento di resistenza fuori piano dei pannelli e ne migliora anche la duttilità.

Inoltre, ragionando anche in ottica di riqualificazione energetica, Bournas [20] ha proposto una soluzione combinata che prevede l'aggiunta di un sistema di riscaldamento (Fig. 27-b) o di pannelli di materiale isolante (Fig. 27-a) per migliorare anche le prestazioni energetiche degli edifici.



27. Intervento combinato con TRM e pannelli termoisolanti (a), intervento integrato con l'utilizzo di TRM e tubi capillari annessi in un sottile strato di malta (b). Fonte [20].

4.3 Interventi globali

Ad oggi esistono numerose alternative disponibili che i progettisti possono adottare per l'adeguamento sismico (ed in alcuni casi anche energetico) delle strutture esistenti ma, se si considera l'importante requisito di evitare le interruzioni dell'uso della costruzione, il numero di soluzioni si riduce drasticamente [23].

Una delle strategie più utilizzate consiste nel realizzare esternamente all'edificio strutture additive comunemente chiamate *esoscheletri* che, collegate alla costruzione esistente, sono in grado di migliorare la resistenza e la rigidezza nei confronti delle azioni laterali.

L'esoscheletro, oltre ad aumentare il livello di sicurezza strutturale della costruzione esistente rispetto ai principali stati limite, se utilizzato in un'ottica di progettazione integrata, può apportare anche un miglioramento delle prestazioni energetiche della costruzione e al contempo fornire un restyling architettonico del manufatto, come nella soluzione proposta da Feroldi et al. [24].

Da un punto di vista prettamente strutturale, la strategia basata sugli esoscheletri, idealmente, consiste nell'assegnare all'edificio esistente il compito portare esclusivamente i carichi verticali e alle opere esterne quello di fronteggiare l'evento sismico correlato allo stato limite considerato [25]. Va considerata anche la possibilità di ridurre eventuali irregolarità in pianta ed in elevazione della struttura, che rappresentano uno dei principali problemi degli edifici progettati in assenza di criteri antisismici. Un aspetto da curare con particolare attenzione è la connessione tra le due strutture, infatti, gli elementi di collegamento devono avere una resistenza e una rigidezza tali da riuscire a trasferire le azioni inerziali alle nuove opere.

Attualmente le strutture esterne più comunemente utilizzate per la riabilitazione degli edifici esistenti possono essere classificate in strutture esterne a telaio (Fig. 28), strutture esterne a parete (Fig. 29) e strutture esterne a telai controventati (Fig. 30) [26].

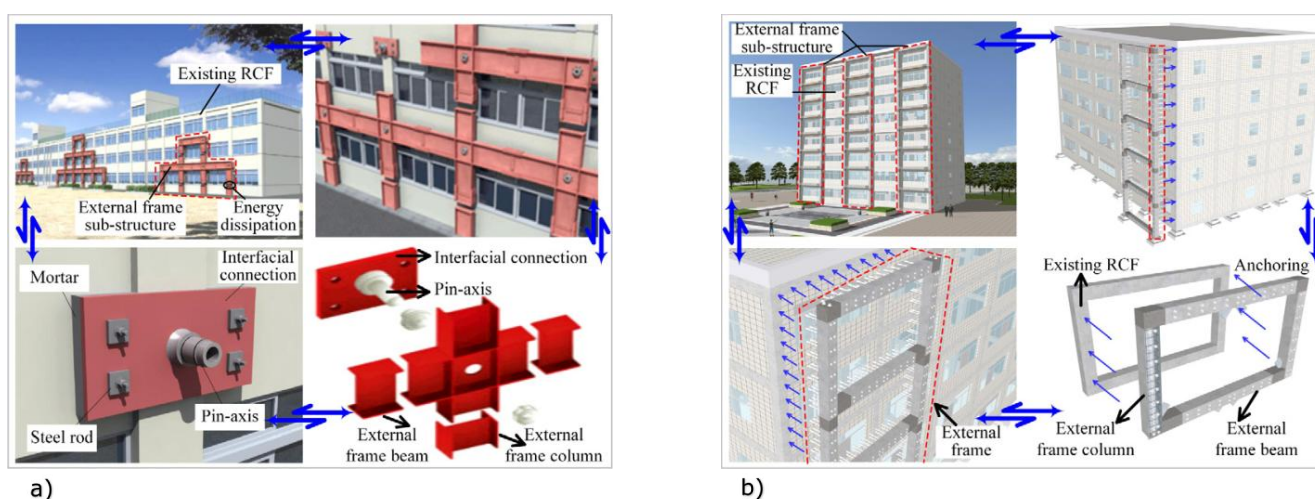


Figura 28. Telaio esterno in acciaio (a), telaio esterno in c.a. (b). Fonte [26].

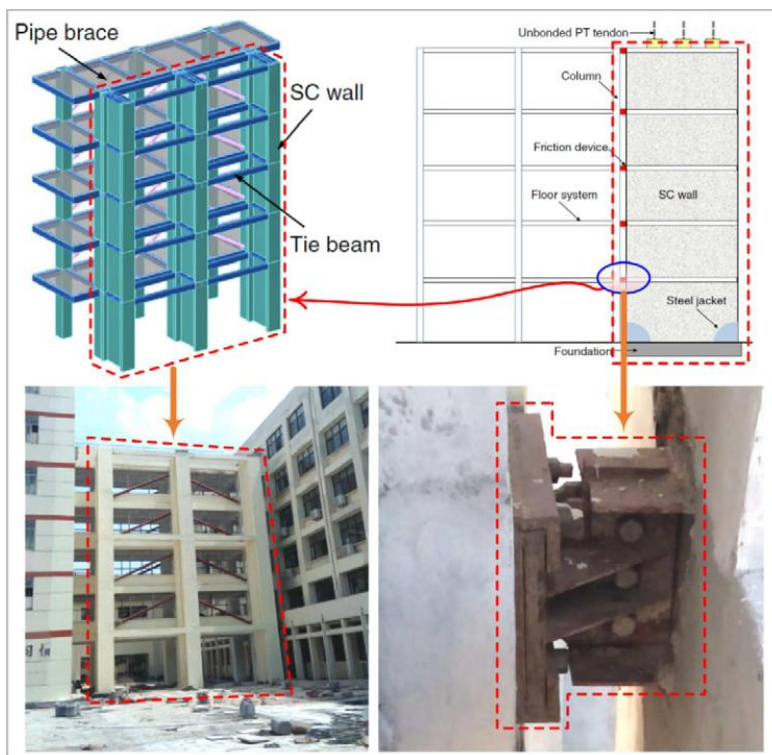


Figura 29. Esempio di struttura esterna a parete e particolare del giunto di collegamento. Fonte [26].

In queste categorie rientra anche la soluzione a doppia pelle [24] che prevede la formazione di un involucro esterno alla struttura esistente e ad essa solidale; in altri casi la struttura esterna può essere realizzata con elementi reticolari o con telai controventati in acciaio [27] (Fig. 31-a e 31-b), ovvero con telai o setti in c.a. [28] (Fig. 31-c), efficacemente vincolati alla struttura esistente in modo da trasferire gli sforzi derivanti dalle azioni sismiche orizzontali.

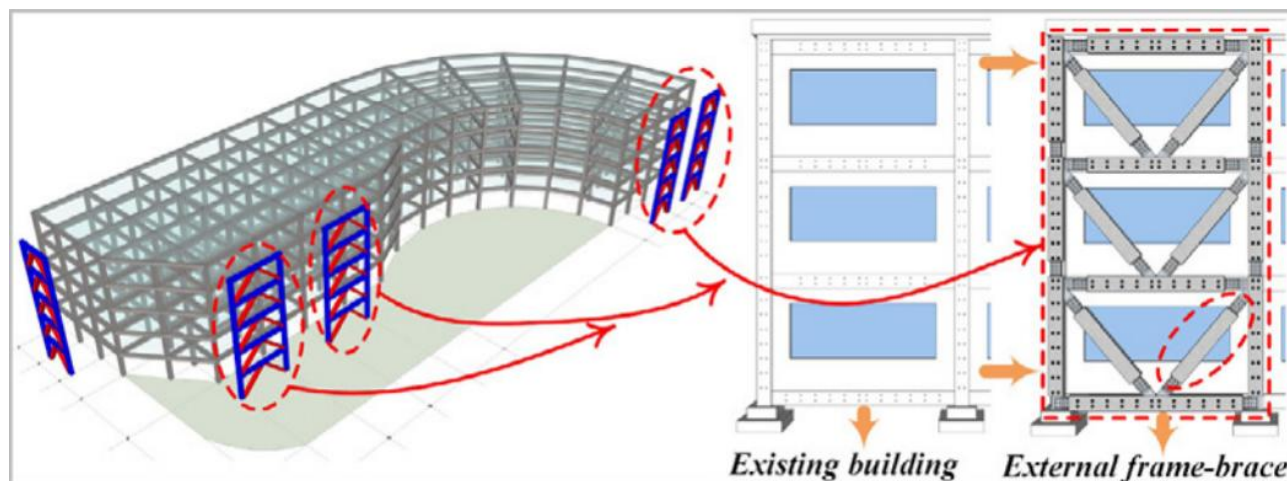


Figura 30. Telai esterni controventati. Fonte [26].

Tali tecniche appaiono particolarmente attraenti poiché le nuove strutture non gravano su quella esistente e la loro realizzazione non comporta generalmente la demolizione delle tamponature e/o delle finiture, in aggiunta, queste nuove strutture resistenti ben si conciliano con un approccio integrato degli interventi, in grado cioè di migliorare simultaneamente sia le prestazioni sismiche che termiche. Approfondimenti in tal senso possono essere trovati nel lavoro di Masi et al. [29] in cui sono state svolte analisi numeriche (sia

sismiche che termiche) su un caso studio di edificio esistente in c.a. sul quale è stato progettato un intervento di miglioramento sismico con telai in c.a. posti lungo il perimetro e vincolati alla struttura esistente, i quali assolvono anche il compito di struttura portante per nuovi pannelli di tamponatura in grado migliorare l'isolamento termico.

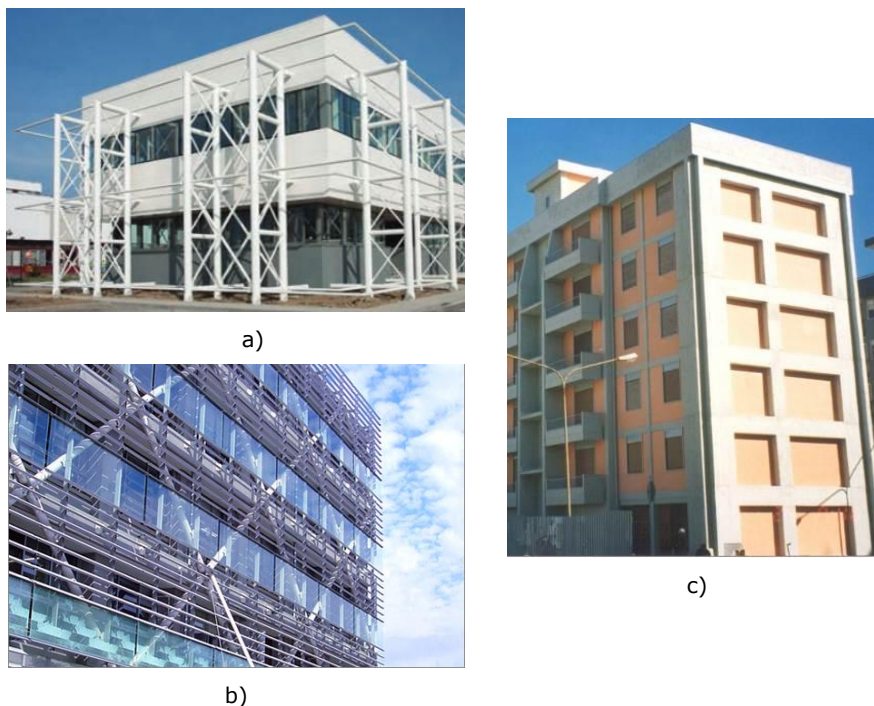


Figura 31. Esoscheletri di rinforzo a telai controventati in acciaio (a, b) e telai esterni c.a. (c).

Va però rilevato che l'inserimento di elementi molto rigidi e resistenti solo lungo il perimetro richiede che gli impalcati (esistenti) siano sufficientemente rigidi e resistenti in modo da riuscire a ripartire efficacemente gli sforzi sui nuovi elementi [30].

Questi nuovi elementi esterni alla struttura esistente necessitano di una nuova fondazione ovvero dell'allargamento di quella esistente, con la necessità di effettuare lavori di scavo intorno all'edificio, che spesso richiedono la consultazione dei fornitori di servizi (acqua, gas, elettricità, telefono e internet) il che può causare ritardi e disagi [16].

4.3.1 Telai prefabbricati in c.a.

Manfredi et al. [31] hanno sviluppato (e brevettato) una soluzione che prevede l'installazione di nuovi telai ausiliari prefabbricati in cemento armato posti lungo il perimetro della struttura perfettamente collegati a quelli esistenti, per fornire loro una resistenza e una rigidità sismica aggiuntiva (Fig. 32).

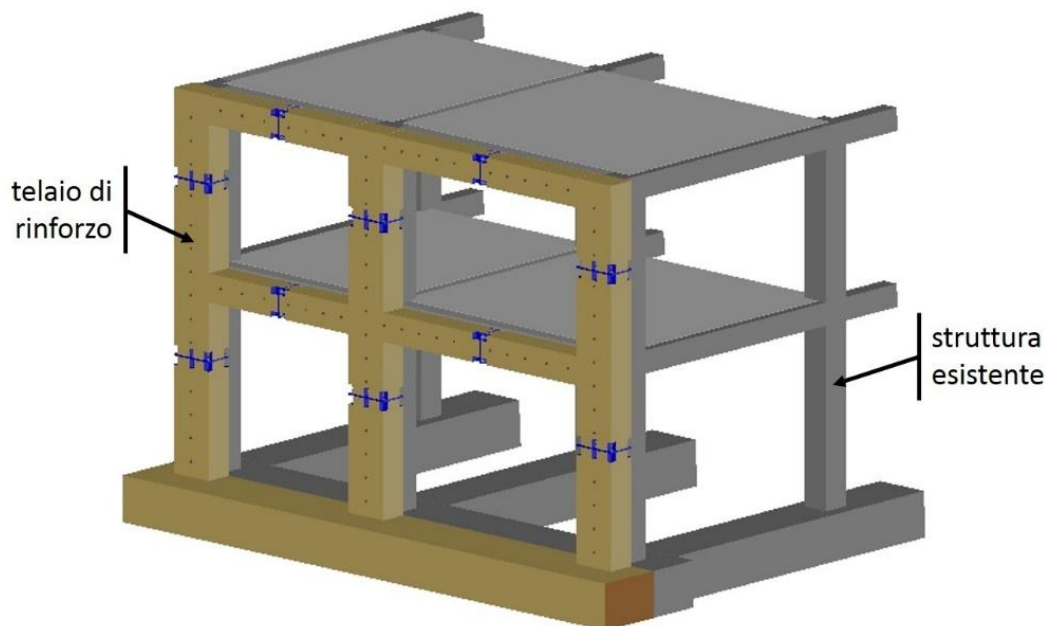


Figura 32. Telaio di rinforzo della struttura esistente ottenuto dall'assemblaggio di nodi trave-colonna in c.a. prefabbricato. Fonte [31].

In particolare, ogni telaio è composto da nodi trave-colonna appartenenti alle tipologie “a due vie” (una trave e una colonna), “a tre vie” (due colonne e una trave ovvero due travi e una colonna) (Fig. 33-a e 33-b) e “a quattro vie” (due travi e due colonne), da collegare tra loro attraverso idonei collegamenti. Il telaio così realizzato viene a sua volta solidarizzato agli elementi della struttura esistente in modo da costituire il sistema principale resistente alle azioni orizzontali. Le lunghezze di ciascun concio di trave e pilastro sono pari, rispettivamente, alla metà della dimensione della campata e metà dell'altezza di interpiano del nuovo telaio (sostanzialmente coincidenti con le analoghe dimensioni della struttura esistente ad essa adiacente). La scelta di tali dimensioni delle varie parti del nodo prefabbricato consente di operare il collegamento del nuovo elemento con quelli adiacenti in una zona dove si hanno le minori sollecitazioni derivanti dalle azioni sismiche. Infatti, i nuovi telai, progettati in modo da risultare molto più rigidi e resistenti rispetto a quelli esistenti, in presenza di azioni sismiche sono sottoposti principalmente alle forze di inerzia trasferite a livello di ciascun impalcato della struttura esistente, le quali determinano un diagramma del momento flettente emisimmetrico sia per le travi che per i pilastri, con punto di nullo in prossimità della mezzeria di ciascun elemento.

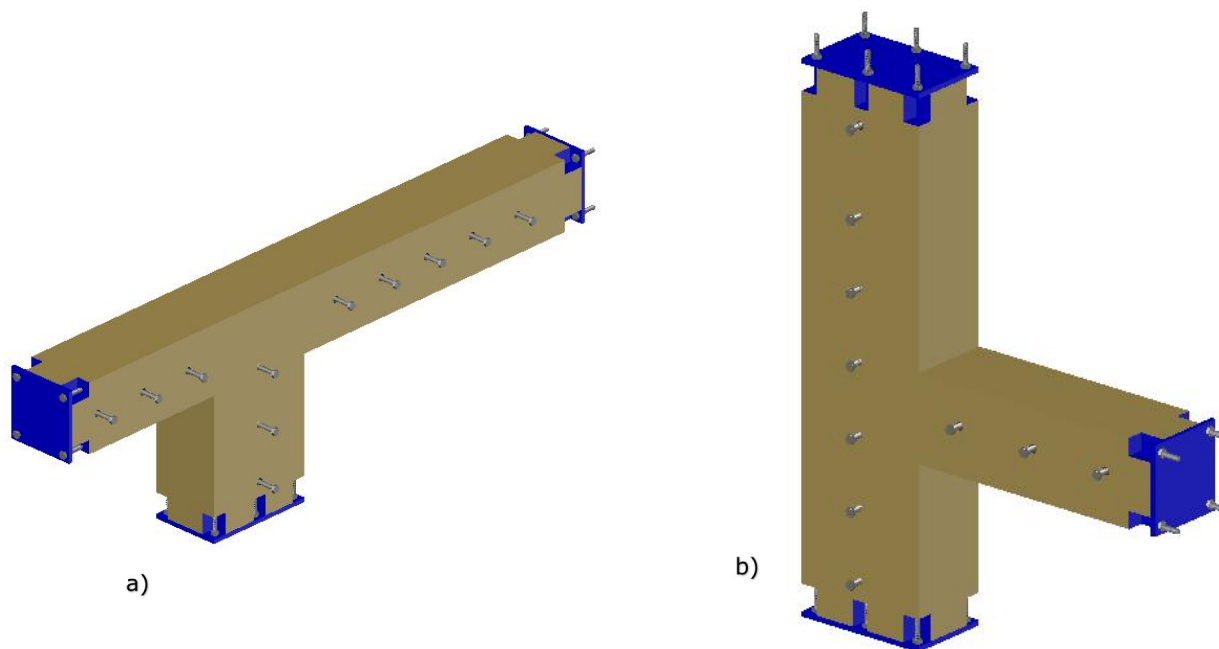


Figura 33. Nodi trave-colonna "a tre vie" con due travi e una colonna (a), due colonne e una trave (b). Fonte [31].

L'unione di ciascun nodo trave-colonna con quello/quelli adiacenti è realizzata attraverso un collegamento bullonato flangiato, con piastre di adeguato spessore e bullonature dimensionate secondo le esigenze di calcolo (Fig. 34). Le flange del nodo trave-colonna sono poste in opera prima del getto e sono solidali all'elemento in c.a. attraverso idonee barre di acciaio saldate alle flange.

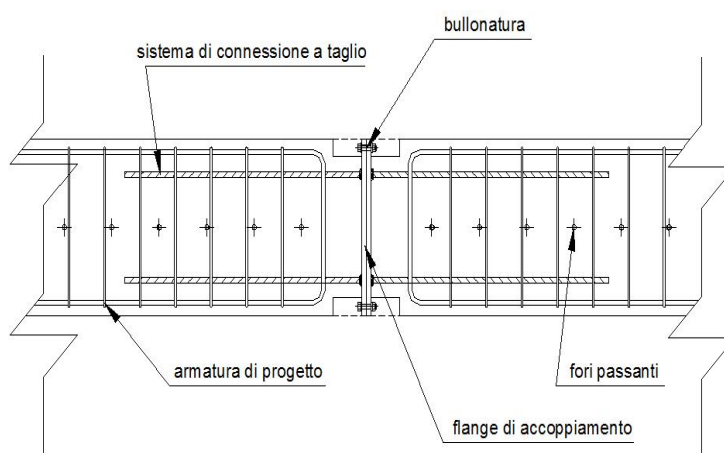


Figura 34. Particolare della unione flangiata per il collegamento tra nodi prefabbricati adiacenti. Fonte [31].

Il nuovo telaio, realizzato attraverso la solidarizzazione dei nodi trave-colonna prima descritti, è a sua volta solidarizzato ai corrispondenti elementi della struttura esistente attraverso idonee unioni a taglio (Fig. 34). In dettaglio, ciascuna unione è composta da un bullone che corre all'interno di due manicotti posti a contatto uno di seguito l'altro. Il primo, reso solidale all'elemento esistente mediante resina epossidica, ha dimensioni coerenti con la profondità del foro realizzato in tale elemento e presenta una filettatura al suo interno. Similmente, l'altro manicotto, reso solidale al nuovo elemento mediante resina epossidica,

presenta la superficie interna liscia e ha lunghezza pari alla dimensione trasversale dell'elemento attraversato.

Al fine di aumentare la resistenza allo sfilamento, la superficie esterna dei due manicotti presenta delle nervature (Fig. 35).

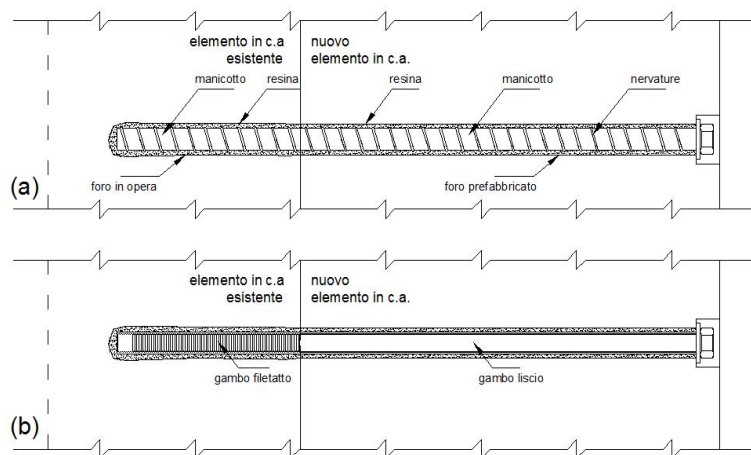


Figura 35. Unione a taglio tra nodi prefabbricati e elementi strutturali esistenti: particolari del manicotto (a) e del bullone (b). Fonte [31].

Il dispositivo di collegamento descritto corre all'interno di fori praticati lungo l'asse degli elementi nuovi ed esistenti. Per i nuovi elementi, i fori sono preformati nello stabilimento di prefabbricazione mentre quelli negli elementi esistenti sono realizzati in opera.

Oltre ai vantaggi della tecnica del telaio esterno (ridotta invasività, possibilità di conferire un opportuno meccanismo di collasso all'intera struttura post-intervento, fungere da struttura di sostegno di nuove tamponature in grado di ridurre la trasmittanza termica delle pareti esistenti), la soluzione prefabbricata consente una maggiore semplicità di messa in opera, con la conseguente riduzione dei tempi di realizzazione dell'opera e, quindi, di permanenza del cantiere. Inoltre, in considerazione delle tipologie di collegamenti tra i diversi nuovi elementi (unioni flangiate bullonate) e tra questi con quelli esistenti (unioni a taglio realizzate con bulloni e manicotti inghisati con resina epossidica negli elementi in c.a.), la soluzione proposta è anche reversibile. Infatti, i nuovi nodi trave-colonna possono essere agevolmente sostituiti, ad esempio, in caso di aumento dell'intensità sismica di progetto derivante dal cambio di destinazione d'uso, ovvero per il ripristino della integrità in caso di danneggiamento a seguito di eventi sismici particolarmente violenti.

Il collegamento in fondazione dei nodi trave-colonna è realizzato con un tronco di colonna (di altezza pari alla metà dell'altezza di interpiano) solidarizzato ad un plinto/trave anch'esso prefabbricato ovvero realizzato in opera.

4.3.2 Telai HPDF

Sulla base della tecnica descritta in precedenza, Manfredi et al. [32] hanno sviluppato un nuovo sistema denominato HPDF (High-Performance Dissipating Frame) dove le connessioni rigide che caratterizzavano la

precedente soluzione sono state sostituite con smorzatori isteretici (che sfruttano l'isteresi dell'acciaio) che, opportunamente progettati, sono in grado di dissipare l'energia dello scuotimento sismico. Con riferimento al telaio piano illustrato nella Fig. 36, per creare un cinematismo compatibile con le forze orizzontali, i dispositivi di smorzamento vengono collocati a metà della trave (dispositivo che lavora a taglio, hinge S) e nella sezione di base delle colonne (dispositivo che lavora a momento flettente, hinge F).

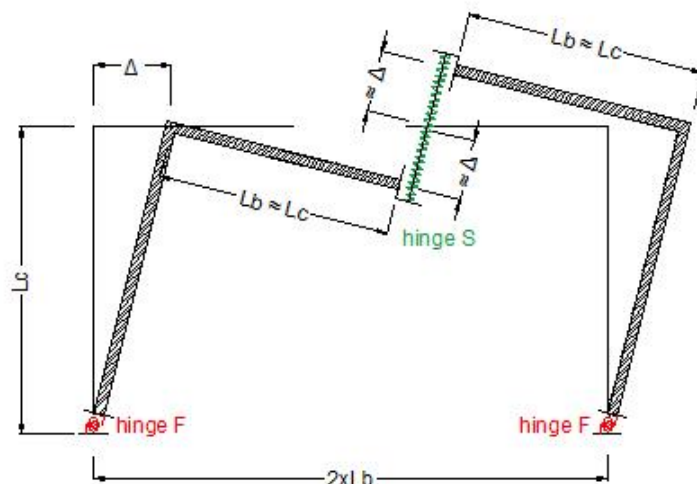


Figura 36. Posizione delle cerniere di flessione (F) e taglio (S) per un telaio a una campata e un piano. Fonte [32].

I telai HPDF sono collegati alla struttura esistente per mezzo di perni posti alle intersezioni trave-colonna in modo da consentire le rotazioni relative dei telai nuovi ed esistenti. Il perno, a sua volta, può essere fissato sia alla nuova membratura in c.a. che a quella esistente per mezzo di connettori che lavorano a taglio, i quali devono essere opportunamente progettati e distribuiti lungo la lunghezza degli elementi al fine di trasferire le forze d'inerzia tra il telaio esistente e quello nuovo (Fig. 37).

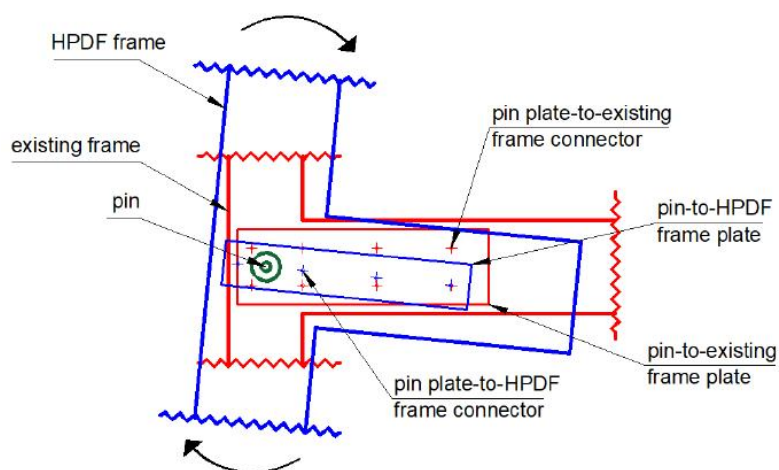


Figura 37. Schema del collegamento tra telaio nuovo ed esistente. Fonte [32].

La legge costitutiva che caratterizza gli smorzatori fa sì che i telai sottoposti a forze orizzontali possono presentare due risposte diverse:

- per valori di bassa e media intensità sismica, la risposta dei nuovi telai è di tipo elastico, e le azioni sismiche vengono assorbite dai nuovi telai grazie a valori di rigidezza e resistenza opportunamente progettati, in modo da proteggere la struttura esistente;

- per valori di intensità sismica elevati, la presenza di dispositivi dissipativi produce contemporaneamente anche dissipazione di energia ottenuta attraverso anelli isteretici.

Infine, è opportuno sottolineare che gli smorzatori che caratterizzano i telai HPDF possono contare su valori di spostamento relativi più elevati rispetto ad altri sistemi di controllo passivo (come, ad esempio, i controventi dissipativi). Infatti, assumendo una rigidezza molto elevata delle nuove membrature in c.a. rispetto a quella delle cerniere dissipatrici e in considerazione delle lunghezze delle campate e delle altezze di interpiano generalmente osservabili, il valore dello spostamento verticale fra le estremità "libere" di ogni tronco di trave (cioè dove è posizionato il dispositivo dissipativo a taglio) può essere dell'ordine di due volte il drift di piano (nel caso di lunghezza della campata circa due volte l'altezza delle colonne), quindi maggiore di quello disponibile nel caso di controventi. In generale, per rispettare la suddetta ipotesi di rigidezza "infinita", si potrebbe considerare una rigidezza elastica delle membrature RC tre volte superiore al valore delle cerniere corrispondenti.

Analisi non lineari effettuate su un telaio in c.a. 3D a una campata e un piano hanno mostrato che, in presenza del sistema HPDF, si riesce ad ottenere un elevato valore del rapporto di smorzamento viscoso equivalente ξ (pari a 29,5%).

4.3.3 Esoscheletri in acciaio

La possibilità di realizzare sistemi leggeri, resistenti e reversibili e dotati di elevata qualità in fase realizzativa, orienta spesso i progettisti verso l'impiego dei materiali metallici per la costruzione degli esoscheletri [23]. Il trasferimento delle azioni orizzontali può avvenire con elementi piani 2D (pareti di taglio, Fig. 38-a) o spaziali 3D (nuclei o gusci, Fig. 38-b).

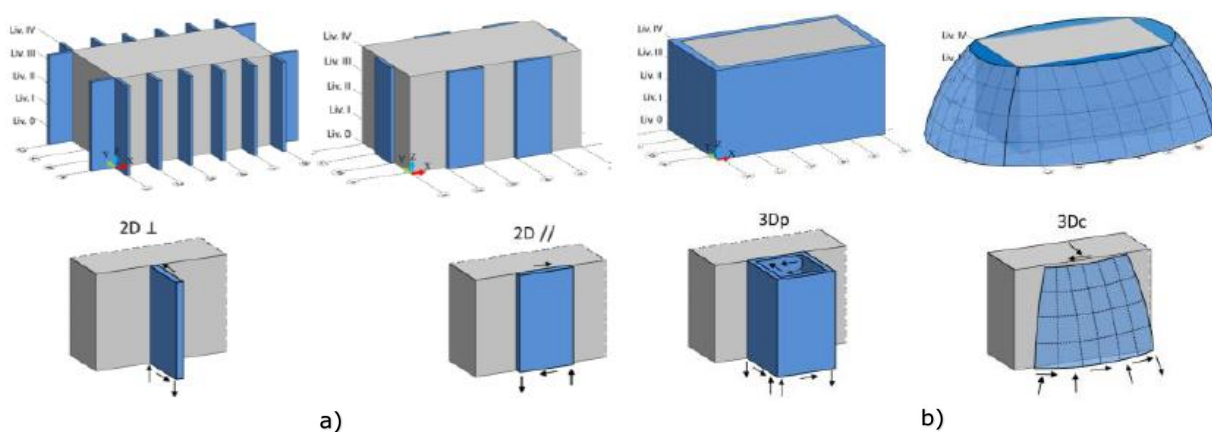


Figura 38. Sistemi a comportamento piano (a) e spaziale (b). Fonte [23].

Nel primo caso le pareti possono essere disposte ortogonalmente alla facciata (2D \perp) o parallelamente ad essa (2D//). In alternativa ai sistemi piani è possibile adottare i più costosi ed efficienti sistemi a comportamento spaziale (3D) che, per loro natura, possono essere visti come macroelementi capaci di assorbire azioni orizzontali in ogni direzione, a prescindere dal loro orientamento.

Gli schemi maggiormente utilizzati e codificati anche in ambito normativo [2] sono i controventi concentrici (CBF), i controventi eccentrici (EBF), i controventi ad instabilità impedita (BRB) ed i telai a nodi rigidi (Fig. 39). Tra questi, la soluzione che unisce efficienza e semplicità di progettazione/realizzazione, è quella con i CBF. In base alla configurazione delle aste di parete, i controventi concentrici possono essere a croce di S. Andrea (CBF_X), a V rovescia (CBF_Λ), a portale (CBF_P) e a K o a diamante (CBF_K).

Per quanto riguarda i profili, nel caso in cui le sollecitazioni dominanti siano di tipo assiale, la soluzione più efficiente è fornita dai profili cavi (HS). I profili cavi circolari (CHS), invece, associano un certo pregio estetico alla elevata efficienza [23].

L'ultimo aspetto da considerare, ma non meno importante degli altri, riguarda la scelta dei sistemi di trasferimento delle azioni tra esoscheletro e struttura esistente, dove possono essere presenti opzionalmente dispositivi a dissipazione/smorzamento addizionale la cui funzione è quella di ridurre le azioni sulle strutture di fondazione

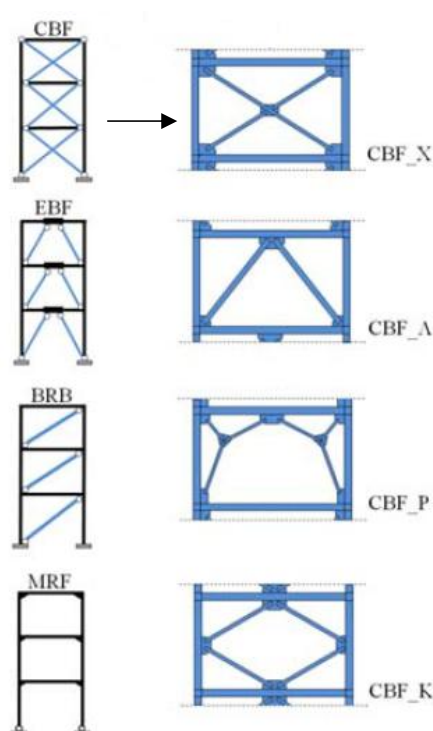


Figura 39. Esempi delle possibili configurazioni. Fonte [23].

Di Lorenzo et al. [33] nell'ambito del progetto DPC-ReLUIIS 2019-2021 (XVIII CONVEGNO ANIDIS "Interventi di rapida esecuzione a basso impatto ed integrati"), hanno presentato il caso studio riguardante l'adeguamento di edificio scolastico (Scuola Primaria 'Pietro Santini') sito nel comune di Loro Piceno (MC) che prevedeva la disposizione dell'esoscheletro parallelamente alla facciata dell'edificio.

La scelta tipologica è ricaduta su uno schema a Croce di S. Andrea (Concentric Braced Frame - CBF-X) con controventi a sezione cava circolare (CHS). Il confronto tra i risultati prima e dopo l'intervento di retrofit ha dimostrato un significativo incremento di rigidità laterale e resistenza globale dell'edificio, che consentono una maggiore protezione dal danneggiamento nel caso del terremoto di progetto.

4.3.4 Engineered double skin façade

Feroldi et al. [24] hanno proposto una soluzione integrata per promuovere il rinnovamento sostenibile del vasto patrimonio di edifici in c.a. costruito dopo la seconda guerra mondiale.

Si tratta di un doppio involucro esterno integrato alla struttura, progettato per migliorare l'efficienza energetica dell'edificio, la qualità dell'ambiente architettonico e urbano e la sua sicurezza strutturale/sismica. La soluzione “a doppia pelle” rientra tra quelli gli esoscheletri e assolve sostanzialmente ad una doppia funzione, ossia, da un lato fornisce agli edifici esistenti un'adeguata resistenza sismica con un'installazione a secco che non richiede tempi di inattività prolungati, dall'altro garantisce il minimo impatto sugli inquilini durante i lavori e consente successive variazioni funzionali e di forma.

In accordo con i vincoli imposti dai parametri urbanistici il nuovo involucro può essere progettato in adesione alla struttura oppure in aggetto, potendo così accogliere nuovi spazi chiusi di pertinenza agli alloggi o spazi aperti come logge e serre solari, su uno o più lati, di larghezza variabile in base alle possibilità, come suggerito dai tradizionali interventi in “doppia pelle” per il miglioramento energetico e la riqualificazione architettonica degli edifici esistenti.



Figura 40. Esempio di una delle possibili soluzioni tramite doppio involucro strutturale rinforzato con un sistema di setti di controvento esterni in acciaio Corten. Fonte [24].

Il doppio involucro può essere ottimizzato e integrato con diversi dispositivi strutturali o essere concepito come un sistema scatolare sismo-resistente. Nel primo caso possiamo avere setti di controventamento (integrati all'interno del nuovo esoscheletro) di varie tipologie, composti da soluzioni reticolari in acciaio, in calcestruzzo pieno o calastrellati, oppure i setti possono essere in acciaio con pannelli microforati in acciaio Corten (Fig. 41).

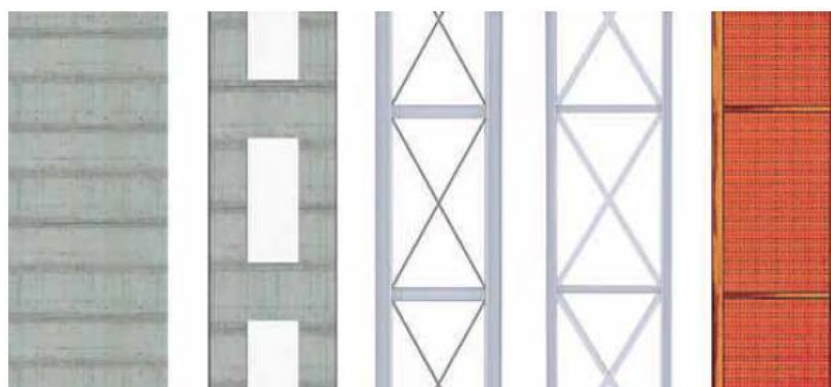


Figura 41. Diverse tipologie di controvento (da sinistra verso destra setti in c.a., pareti accoppiate in c.a., telaio in acciaio con funi per il controventamento, telaio in acciaio con profili per il controventamento, setti in acciaio Corten).
Fonte [24].

4.3.5 Aggiunta di pareti isolate in c.a.

Il sistema sviluppato e descritto da Pertile et al. [34] può essere applicato sia sugli edifici in muratura che su quelli in cemento armato ed è concepito per essere applicato sulla superficie esterna dell'edificio, in modo da ridurre i disagi causati dalla temporanea riallocazione degli inquilini durante i lavori di intervento.

L'intervento consiste nella realizzazione di contropareti in calcestruzzo armato di spessore ridotto, gettate entro casseri a perdere costituiti da materiale isolante (Fig. 42).

La tecnologia in oggetto rientra tra quelle pensate per garantire sia un miglioramento delle prestazioni energetiche che strutturali dell'edificio sui cui viene applicato. Nello specifico il sistema è composto da una lastra sottile che a causa del ridotto spessore viene armata con un singolo strato di armatura, costituito da barre orizzontali e verticali in posizione baricentrica (Fig. 42).

Il sistema è concepito per resistere alle azioni orizzontali in caso di evento sismico, mentre le azioni verticali restano affidate alla struttura esistente. A causa dello spessore ridotto le lastre possono essere soggette a fenomeni di instabilità e al fine di evitare l'insorgere di tali fenomeni, è possibile realizzare delle nervature orizzontali e verticali mediante l'interruzione dello strato interno del cassero isolante (Fig. 42).

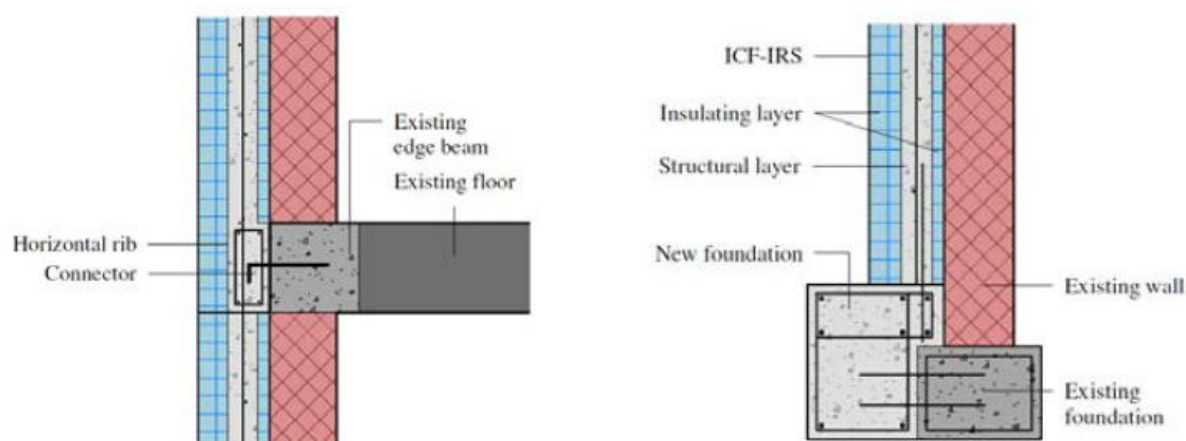


Figura 42. Dettaglio del collegamento con il cordolo del solaio esistente (a), dettaglio della nuova fondazione e del collegamento con quella esistente (b). Fonte [34].

Al fine di caratterizzare meccanicamente il sistema e di verificare l'applicabilità dello stesso a diverse tipologie di strutture portanti, Pertile et al. [34] hanno anche condotto una campagna di prove cicliche quasi statiche su quattro campioni in scala reale. I campioni, per i quali è stata raggiunta la condizione ultima, hanno mostrato un comportamento non dissipativo con una rottura per taglio ed una marcata riduzione della rigidità secante nella fase successiva al picco di resistenza, per cui in fase di progettazione sarebbe opportuno portare in conto il comportamento fragile di questi elementi.

5. Confronto qualitativo tra le tecniche di intervento a basso impatto

Al fine di dare un'idea generale sulle differenze tra le diverse tecnologie viene riportato un breve confronto tra le tecniche di intervento a basso impatto. Gli aspetti considerati sono la capacità di migliorare le prestazioni della struttura nei confronti delle azioni sismiche, i costi di intervento, il livello di invasività, il livello di disturbo e la possibilità di integrazione con i sistemi di adeguamento energetico.

Il confronto è di tipo qualitativo poiché in questo lavoro ci si è limitati ad un'analisi descrittiva delle tecniche di intervento, senza scendere nel dettaglio dei risultati sperimentali.

Se consideriamo l'incremento di capacità nei confronti delle azioni sismiche, con gli interventi globali si riescono a raggiungere coefficienti $\zeta_E \geq 1$ mentre gli interventi locali hanno come obiettivo quello di migliorare le prestazioni sismiche dei singoli elementi, garantendo comunque anche un miglioramento della sicurezza globale della struttura [36].

Quando si parla di livello di invasività si considera il grado di alterazione dell'aspetto e delle caratteristiche dell'edificio, fornendo una misura dell'impatto architettonico e funzionale sull'edificio. Il livello di disturbo riflette invece la durata dell'intervento, i tempi di inattività e la necessità di trasferimento dei residenti.

Gli interventi con esoscheletro e pareti isolate in c.a. comportano una sostanziale modifica della facciata dell'edificio e quindi hanno un più alto impatto architettonico rispetto alle altre soluzioni. Un caso particolare per gli esoscheletri è rappresentato dalla soluzione a doppia pelle ingegnerizzata, che tra le varie funzioni ha anche quella di fornire un restyling architettonico degli edifici. Le soluzioni meno invasive sono rappresentate sicuramente dagli interventi locali, che però, a differenza delle soluzioni globali, non riescono a fornire un adeguamento completo dal punto di vista sismico della struttura. Un livello di disturbo maggiore si ha invece negli interventi di collegamento delle tamponature per i quali è necessario operare anche dall'interno, e nella costruzione degli esoscheletri che, come mostrato, necessitano dell'adeguamento o costruzione di una nuova fondazione e, di conseguenza, richiedono lavori di scavo intorno all'edificio che possono portare all'interruzione di alcuni servizi come quelli di acqua, gas, elettricità e connessione telefonica/internet. La sostituzione parziale dei tamponamenti in muratura richiede la demolizione di almeno uno strato di tamponamenti in muratura, con relativi disturbi e vibrazioni che in alcuni casi possono interferire con le attività svolte all'interno dell'edificio.



	Tipologia	Upgrade sismico	Costo di realizzazione	Livello di invasività	Livello di disturbo	Integrazione adeguamento sismico-energetico
Confinamento dei nodi con materiali compositi	Locale	Medio	Basso	Basso	Basso	--
Rinforzo dei nodi con sistema SPED	Locale	Medio	Basso	Basso	Basso	--
Rinforzo dei nodi con piastre SIS.MI.CA	Locale	Medio	Basso	Basso	Basso	--
TRM	Locale	Medio	Basso	Medio	Basso	Accoppiata
Sostituzione parziale dell'involucro	Locale	Medio	Medio	Medio	Basso	Integrata
Telai prefabbricati in c.a.	Globale	Alto	Alto	Alto	Basso	Accoppiata
Telai prefabbricati HPDF	Globale	Alto	Alto	Alto	Basso	Accoppiata
Double skin facade	Globale	Alto	Alto	Alto	Basso	Integrata
Pareti esterne in c.a.	Globale	Alto	Alto	Alto	Basso	Integrata

Tabella 4. Confronto qualitativo tra le metodologie di intervento a basso impatto.

Per quanto riguarda il livello di integrazione tra l'adeguamento sismico e quello energetico alcune delle soluzioni descritte come la sostituzione parziale dei pannelli di tamponatura, la soluzione a doppia pelle oppure l'aggiunta di pareti isolate in c.a., sono state pensate proprio per consentire un retrofit degli edifici sia dal punto di vista sismico che energetico, mentre altre soluzioni come l'applicazione di TRM o l'installazione di nuovi telai prefabbricati in c.a. ben si prestano ad essere accoppiate con interventi di adeguamento energetico degli edifici.

Passando ai costi di intervento, secondo quanto riportato da Del Vecchio et al. [35] il loro aumento si può considerare proporzionale al livello di upgrade sismico che si riesce ad ottenere, cioè maggiore sarà il livello di sicurezza raggiunto e maggiore sarà il costo dell'intervento.

CONCLUSIONI

Considerando la potenziale vulnerabilità sismica delle strutture strategiche presenti in Basilicata e nell'area MITIGO sarebbe auspicabile la realizzazione di un programma di miglioramento sismico diffuso, attraverso l'utilizzo di tecniche a basso impatto, cioè in grado di ridurre sia i tempi che i costi di realizzazione così da evitare l'interruzione dell'utilizzo degli ambienti e garantire la continuità dei servizi.

Partendo da tali premesse, le tecniche di intervento che operano prevalentemente dall'esterno risultano particolarmente indicate per tali scopi.

Nel presente report, dopo una panoramica generale sulle tecniche di rafforzamento sismico maggiormente diffuse nella pratica edilizia, ci si è concentrati su quelle a basso impatto, differenziando gli interventi locali da quelli globali.

Gli interventi locali risultano particolarmente utili per evitare i meccanismi fragili (es. crisi a taglio dei nodi trave-colonna) e migliorare le prestazioni sismiche dei singoli elementi strutturali e non strutturali, con tempi e costi di realizzazione relativamente bassi.

Gli interventi globali, a differenza di quelli locali, permettono di migliorare prestazioni sismiche dell'intera struttura anche raggiungendo l'adeguamento sismico, e di correggere eventuali aspetti di particolare criticità nella risposta strutturale quali le irregolarità in pianta ed in elevazione. Di contro, essi comportano in genere un maggiore costo di realizzazione.

Inoltre, nell'ottica di accrescere la sostenibilità degli interventi di riqualificazione su larga scala degli edifici esistenti, sarebbe utile adottare un approccio integrato in grado di migliorare al contempo sia le prestazioni sismiche che quelle energetiche. Infatti, interventi di solo efficientamento energetico, progettati trascurando gli interventi strutturali, potrebbero determinare un aumento del valore dell'edificio (quindi dell'esposizione in caso di terremoto) senza ridurre la vulnerabilità sismica. Questo si tradurrebbe in un aumento delle potenziali perdite economiche connesse all'occorrenza di eventi sismici e, quindi, in un maggiore rischio sismico.

Riferimenti bibliografici

- [1] OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003. Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- [2] Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, "Norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale,,," no. 42 del 20 febbraio 2018 - Serie generale, 2018.
- [3] Santarsiero G., Masi A., Valentina Picciano V., Digrisolo A., "The Italian Guidelines on Risk Classification and Management of Bridges: Applications and Remarks on Large Scale Risk Assessments" Infrastructures, vol. 6, no. 8, pp. 111, 2021.
- [4] Masi A., Manfredi V., Ventura G., "Progettazione integrata di interventi per il miglioramento delle prestazioni sismiche e termiche di edifici esistenti in c.a.", Atti del XVI Convegno ANIDIS, L'Aquila, 2015.



- [5] Ricci P., De Luca F., Verderame G.M., “6th April 2009 L’Aquila earthquake, Italy: reinforced concrete building performance”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 9, pp. 285-305, 2011.
- [6] Manfredi G., Prota A., Verderame G.M., De Luca F., Ricci P., “2012 Emilia earthquake, Italy: reinforced concrete buildings response”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 12, pp. 2275–2298, 2014.
- [7] Masi A., Chiauuzi L., Santarsiero G., Liuzzi M., Tramutoli V., “Seismic damage recognition based on field survey and remote sensing: general remarks and examples from the 2016 Central Italy earthquake”, *Natural Hazards*, vol. 86, pp. 193-195, 2017.
- [8] OPCM n. 3362 del 08.07.2004. Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326. (Ordinanza n. 3362).
- [9] Masi A., Manfredi V., Digrisolo A., Laguardia A., “Valutazione integrata di edifici esistenti in c.a.: Prestazioni sismiche e termiche”, *Structural*, no. 206, 2016.
- [10] Masi A., Manfredi V., D’Angola A., Laguardia A., “Progettazione e analisi integrata di interventi di rafforzamento sismico e termico di edifici esistenti in c.a.: applicazione ad un caso studio”, *Atti del XVII Convegno ANIDIS, Pistoia*, 2017.
- [11] Di Ludovico M., Mola E., Prota A., Manfredi G., Cosenza E. “Rinforzo sismico di una struttura in c.a. in scala reale Parte II: criteri di progetto e modellazione”, *Atti del XII Convegno ANIDIS, Pisa*, 2007.
- [12] Dolce M., Masi A., Cappa T., Nigro D., Ferrini M., “Experimental evaluation of effectiveness of local strengthening on columns of R/C existing structures”, *Proceedings of fib-Symposium Concrete Structures in Earthquake Regions, Athens*, 2003.
- [13] Ponzo F.C., Di Cesare A., Arleo G., Totaro P., “Protezione sismica di edifici esistenti con controventi dissipativi di tipo isteretico: aspetti progettuali ed esecutivi”, *Progettazione sismica*, vol. 1, no. 1, 2010.
- [14] Montuori R., Nastri E., Piluso V., “Esame comparativo tra due soluzioni per l’adeguamento del sistema strutturale sismo-resistente di un edificio in c.a.”, *Progettazione Sismica*, vol. 4, no. 3, 2013.



- [15] Dolce M., Laterza M., Masi A., Troiano F., “Adeguamento sismico di edifici in c.a. mediante isolamento alla base: applicazione ad un caso reale”, Workshop sulla “Protezione sismica dell'edilizia esistente e di nuova edificazione attraverso sistemi innovativi”, Napoli, 2000.
- [16] Pohoryles D.A., Bournas D.A., Da Porto F., Caprino A., Santarsiero G., Triantafillou T., “Integrated seismic and energy retrofitting of existing buildings: A state-of-the-art review”, *Journal of Building Engineering*, vol. 61, 2022.
- [17] Santarsiero G., Manfredi V., Masi A., “Numerical Evaluation of the Steel Plate Energy Absorption Device (SPEAD) for Seismic Strengthening of RC Frame Structures”, *International Journal of Civil Engineering*, vol. 18, no. 8, 2020.
- [18] Dolce M. e Manfredi G., “Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni”, Dipartimento della protezione civile (DPC)/Consorzio della rete dei laboratori universitari di ingegneria sismica (ReLUIS). Laboratori Universitari, Napoli, Doppiovoce Edizioni, 2011.
- [19] Masi A., Chiauzzi L., Santarsiero G., Manfredi V., Biondi S., Spacone E., Del Gaudio C., Ricci P., Manfredi G., Verderame G. M., “Seismic response of RC buildings during the Mw 6.0 August 24, 2016 Central Italy earthquake: the Amatrice case study”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 17, 2017.
- [20] Bournas D., “Innovative materials for seismic and energy retrofitting of the existing EU buildings”, Joint Research Centre (JRC)-European Commission's science and knowledge service, Publications office of the European Union, Luxembourg, 2018.
- [21] Masi A., Santarsiero G., Ventura G., “Strategie per la riduzione del rischio sismico applicate agli edifici scolastici: un caso studio”, XVII Convegno ANIDIS-L'ingegneria Sismica in Italia, Pistoia, pp. 17–21, 2017.
- [22] De Risi M. T., Furtado A., Rodrigues H., Melo J., Verderame G. M., António A., Varum H., Manfredi G., “Experimental analysis of strengthening solutions for the out-of-plane collapse of masonry infills in RC structures through textile reinforced mortars”, *Engineering Structures*, vol. 207, 2020.
- [23] Di Lorenzo G., Colacurcio E., Di Filippo A., Formisano A., Massimilla A., Landolfo R., “State-of-the-art on steel exoskeletons for seismic retrofit of existing rc buildings”, *International Journal of Earthquake Engineering*, Anno XXXVII, no. 1, 2020.

- [24] Feroldi F., Marini A., Belleri A., Passoni C., Riva P., Preti M., Giuriani E., Plizzari G., “Miglioramento e adeguamento sismico di edifici contemporanei mediante approccio integrato energetico, architettonico e strutturale con soluzioni a doppio involucro a minimo impatto ambientale”, *Progettazione sismica*, vol. 5, no. 2, 2014.
- [25] Gherzi A., Lenza P., “Edifici esistenti in cemento armato. Valutazione e mitigazione del rischio sismico”, Dario Flaccovio Editore, 2020.
- [26] Cao X.-Y., Shen D., Feng D.-C., Wang C.-L., Qu Z., Wu G., “Seismic retrofitting of existing frame buildings through externally attached sub-structures: State of the art review and future perspectives”, *Journal of Building Engineering*, vol. 57, 2022.
- [27] Franceschini M., Semproli P., Secci A., “I segni della ricostruzione post terremoto maggio 2012: l’adeguamento sismico della palazzina uffici nello stabilimento Magneti Marelli di Crevalcore”, *Inarcos*, Anno LXIX, 2014.
- [28] Oliveto G., Decanini L.D., “Repair and retrofit of a six storey reinforced concrete building damaged by the earthquake in south-east Sicily on the 13th December 1990”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 17., no. 1, pp. 57-71, 1998.
- [29] Masi A., Manfredi V., D’Angola A., Laguardia A., “Progettazione e analisi integrata di interventi di rafforzamento sismico e termico di edifici esistenti in c.a.: applicazione ad un caso studio”, *Atti del XVII Convegno ANIDIS*, Pistoia, 2017.
- [30] Masi A., Dolce M., Caterina F., “Seismic response of irregular multi-storey buildings with flexible inelastic diaphragms”, *The structural design of tall buildings*, vol. 6, pp. 99–124, 1997.
- [31] Manfredi V., Santarsiero G., Masi A., Ventura G., “The high-performance dissipating frame (hpdf) system for the seismic strengthening of rc existing buildings”, *Sustainability*, vol. 13, no. 4: 1864, 2021.
- [32] Manfredi, V., Masi, A., Ventura, G., Chiauzzi, L., Digrisolo, A., Santarsiero, G., “Rafforzamento sismico degli edifici esistenti in c.a. una soluzione innovativa per interventi integrati e sostenibili”, *Structural*, no.215, 2018.
- [33] Di Lorenzo G., Colacurcio E., Di Filippo A., Formisano A., Massimilla A., Landolfo R., “Steel exoskeletons for seismic retrofitting of existing reinforced concrete buildings: State-of-the art and a case study”, *XVIII CONVEGNO ANIDIS*, Ascoli Piceno, 2019.



- [34]Pertile V., Stella A., De Stefani L, Scotta R., “Experimental tests on full-scale specimens for the characterization of an integrated retrofitting system for existing buildings”, XVIII CONVEGNO ANIDIS, Ascoli Piceno, 2019.
- [35]Del Vecchio C., Frascadore R., Menna C., Mauro G. M., Di Ludovico M., Di Sarno L., Bianco N., Prota A., Dolce M., “An integrated design approach for the retrofit of existing RC school buildings”, XVIII CONVEGNO ANIDIS, Ascoli Piceno, 2019.





www.mitigoinbasilicata.it

Obiettivo Realizzativo 6

Soluzioni innovative per la gestione del rischio sismico – Strutture strategiche

Questa pubblicazione è stata realizzata con il cofinanziamento dell'Unione Europea - FESR, PON Ricerca e Innovazione 2014-2020.

www.ponricerca.gov.it

Responsabile della pubblicazione:

Università degli Studi della Basilicata

Scuola di Ingegneria

Via dell'Ateneo Lucano 10

85100 Potenza



UNIONE EUROPEA
Fondo Europeo di Sviluppo Regionale



Mitigazione dei Rischi Naturali
per la Sicurezza e la Mobilità nelle
Aree Montane del Mezzogiorno

