fondazione INARCASSA

CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI INGEGNERI

CNAPPC CONSIGLIO NAZIONALE DEGLI ARCHITETTI PIANIFICATORI PAESAGGISTI E CONSERVATORI

WEBINAR N.2 (3 CFP)
venerdì 14.02.2025 – ore 15.30
Edilizia storica

Comportamento sismico degli edifici storici

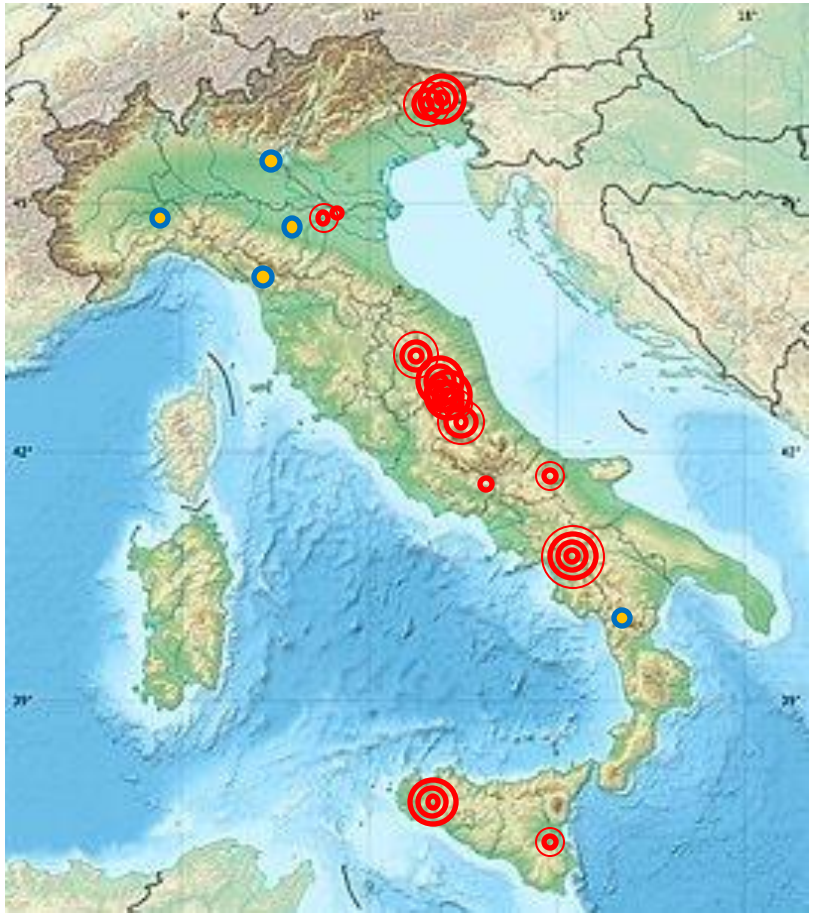
Sergio Lagomarsino

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale
Università di Genova
sergio.lagomarsino@unige.it

I principali terremoti in Italia negli ultimi 50 anni

In Italia negli ultimi 50 anni c'è stato un terremoto ogni 4 anni e mezzo di magnitudo superiore a 5.5, con intensità tra VIII e XI. Le vittime sono state 5006 (in media 100 all'anno).

Data	Epicentro	Magnitudo Richter	Magnitudo momento	Intensità	Vittime
15 gennaio 1968	Belice, Sicilia	-	6.1	X	370
6 maggio 1976 15 settembre 1976	Gemona, Friuli-Venezia Giulia	-	6.4 6.0	X	989
19 settembre 1979	Norcia, Umbria	5,8	-	IX	5
23 novembre 1980	Irpinia, Campania	-	6.9	X-XI	2.914
7 maggio 1984	Marsica, Lazio - Abruzzo	-	5.9	VIII	3 (indirette)
13 dicembre 1990	Carlentini, Sicilia	-	5.7	VIII-IX	17
26 settembre 1997	Colfiorito, Umbria e Marche	-	6.0	IX-X	11
31 ottobre 2002	San Giuliano di Puglia, Molise	5,8	6,0	VIII-IX	30
6 aprile 2009	L'Aquila, Abruzzo	5,9	6,3	IX-X	309
20/29 maggio 2012	Finale Emilia, Emilia-Romagna	-	6,1/5,9	VIII	27
24 agosto 2016 30 ottobre 2016 18 gennaio 2017	Amatrice, Lazio Norcia, Umbria Pizzoli, Abruzzo	6,0 6,1 5,4	6,0 6,5 5,5	X	299 3 29 (indirette)



Epicentri terremoti con magnitudo superiore a 5.5:

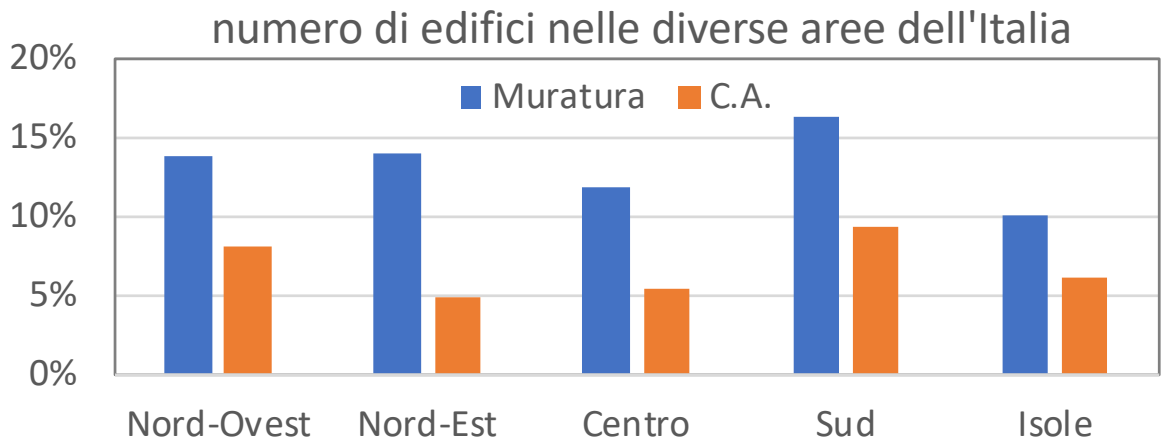
Intensità: VIII-IX X X-XI

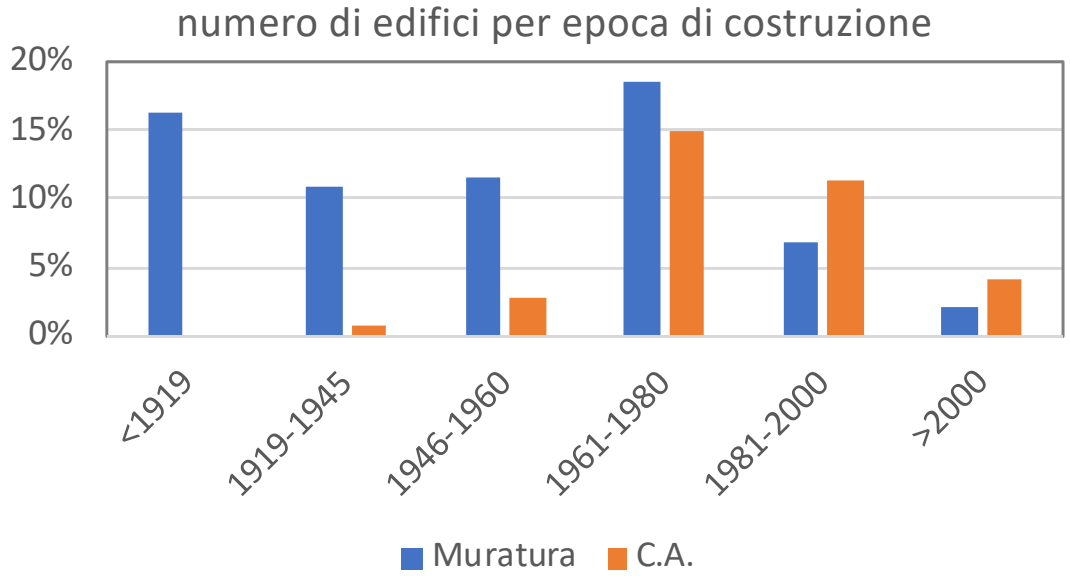
alcuni terremoti di magnitudo inferiore a 5.5

Consistenza del costruito residenziale in Italia

Censimento ISTAT 2011 - edifici:

- 66% muratura
- 34% C.A.



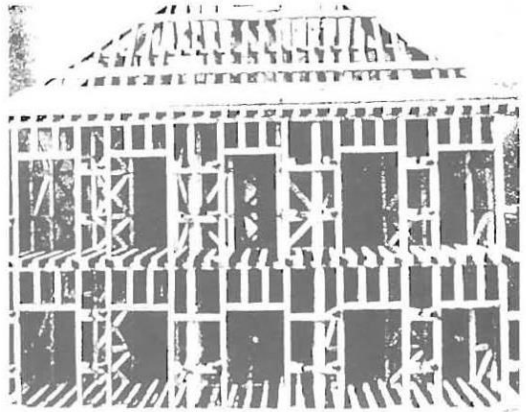


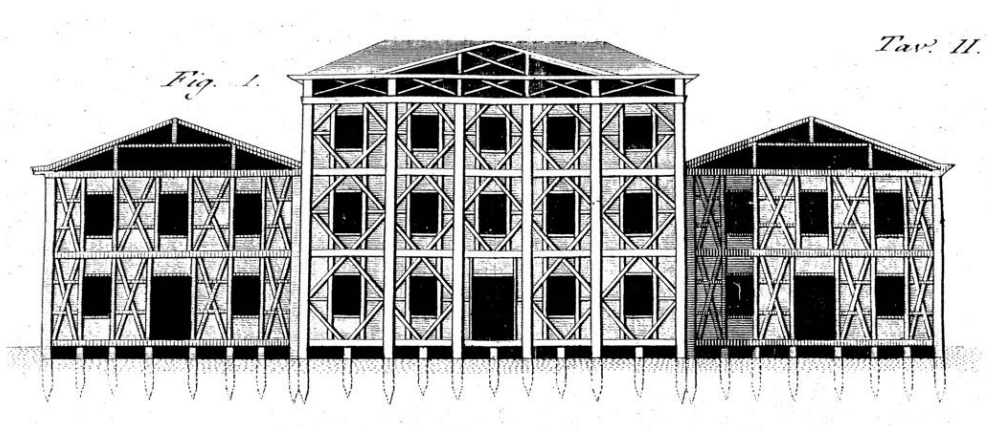
Considerazioni sulla vulnerabilità:

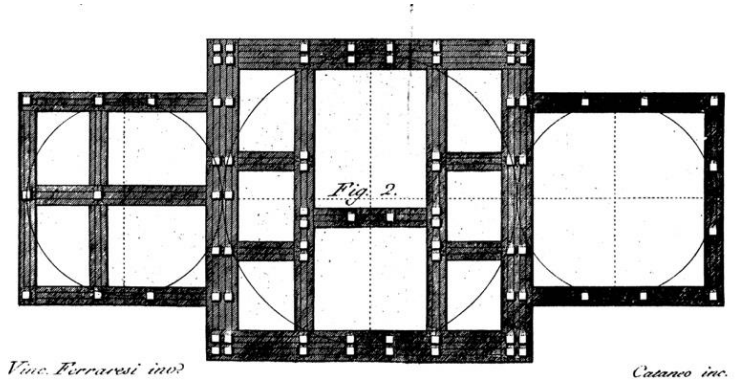
- 28% gli edifici realizzati prima del 1945
- 48% gli edifici realizzati nel dopoguerra fino al 1980 (senza progettazione sismica)
- il 55% degli edifici in c.a. sono stati realizzati prima del 1980
- sono solo il 24% gli edifici dopo il 1980
- solo il 5% quelli con normative sismiche avanzate

Tecnologie antisismiche negli edifici storici in muratura

- EDIFICI IN MURATURA INTELAIATA IN LEGNO IN TURCHIA E NEI BALCANI
- «CASA BARACCATA» DOPO IL TERREMOTO IN CAMPANIA NEL 1624
- «GAIOLA POMBALINA» NELLA RICOSTRUZIONE DELLA BAIXA DI LISBONA (1755)
- «EDIFICIO ANTISISMICO» DI VIVENZIO (1783 TERREMOTO DI MESSINA)







ALL'INIZIO DEL XX SECOLO

- 1908 TERREMOTO DI MESSINA – INTRODUZIONE DELLA MURATURA CONFINATA
- 1931 TERREMOTO DI NAPIER, NUOVA ZELANDA – MURATURA ABBANDONATA A FAVORE DEL LEGNO

La prima normativa sismica in Italia – Regio Decreto del 1909

- IL TERREMOTO DI MESSINA (1908)

EDIFICI ORDINARI:

I nuovi edifici dovranno essere realizzati in muratura confinata. Nella riparazione e rinforzo degli edifici danneggiati si dovranno inserire cordoli e pilastrini verticali in breccia, realizzati in CA.

STRUTTURE MONUMENTALI:

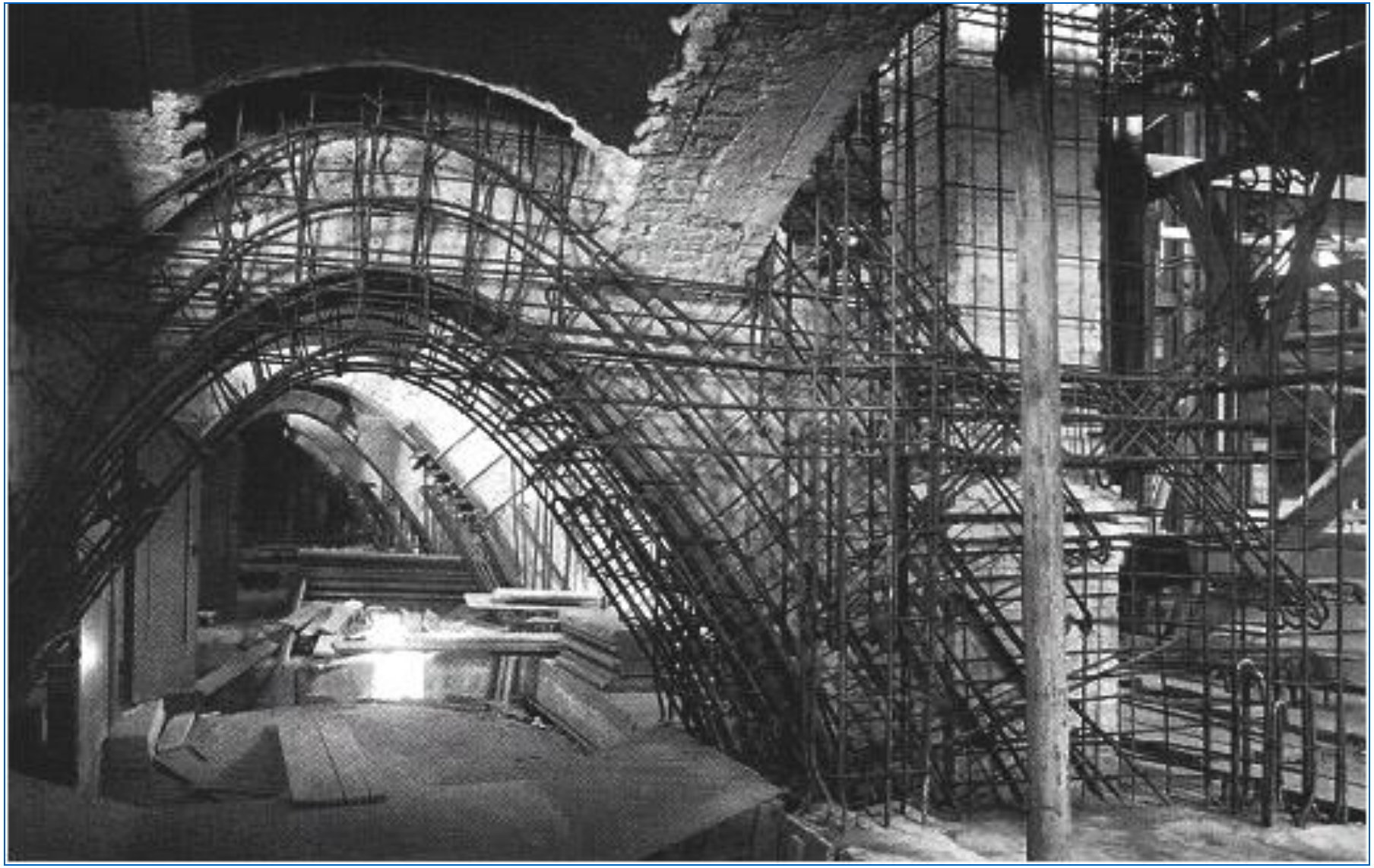
La norma prevede un approccio "caso per caso", ovvero nulla può essere considerato cogente per un bene tutelato. Tuttavia, nella maggior parte dei casi le esigenze della sicurezza sono passate davanti al desiderio di conservazione. Molti interventi nella prima metà del XX secolo hanno visto l'uso del CA.

La carta del restauro di Atene (1931) ammette esplicitamente l'uso del calcestruzzo armato, dimostrando fiducia nel «nuovo materiale».

La carta del restauro di Venezia (1964) invita a limitarne l'uso ai casi in cui risulti davvero indispensabile.

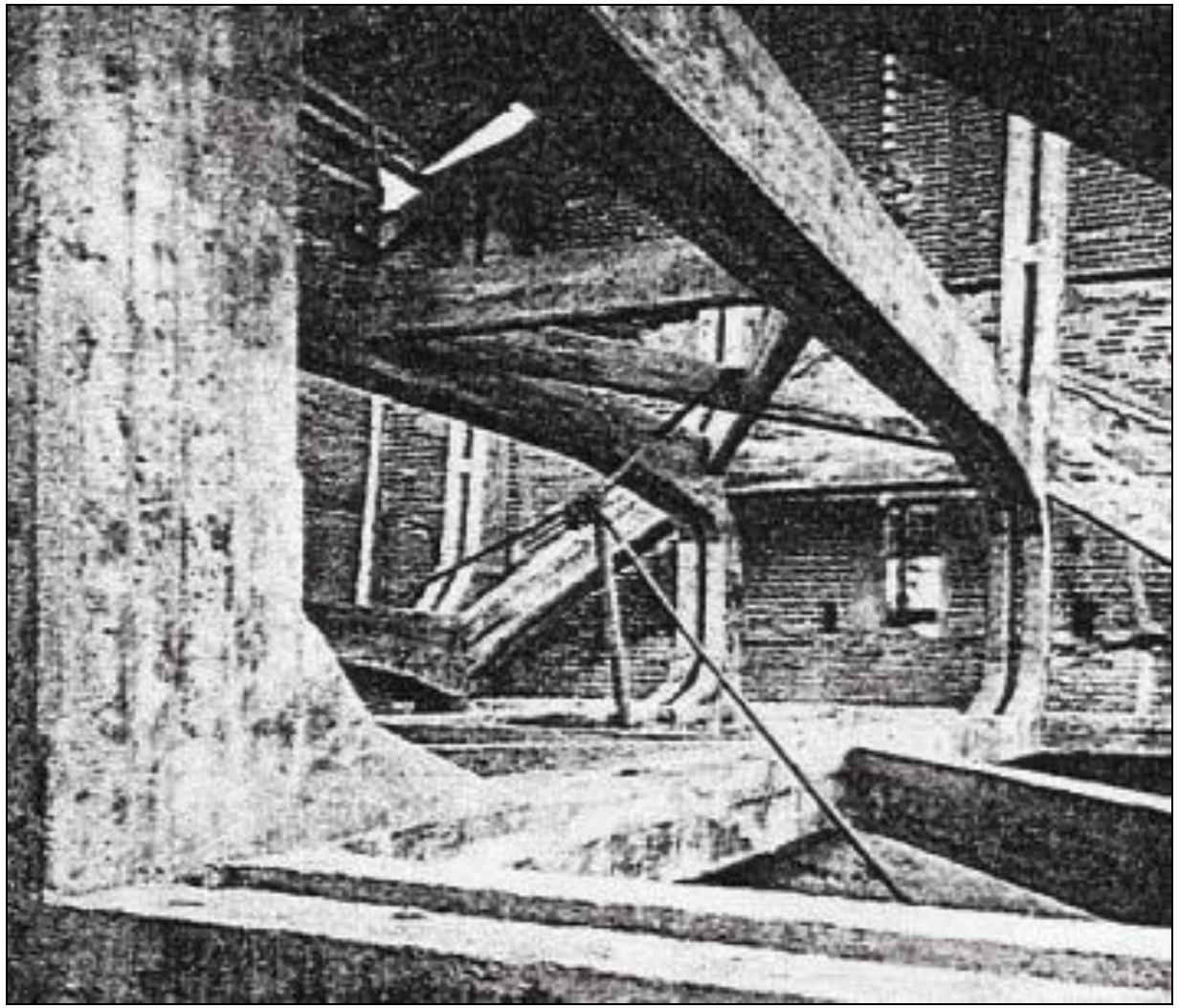
I primi esempi di uso del betoncino armato

MOLE ANTONELLIANA, Torino – A. POZZO (1930-1936)



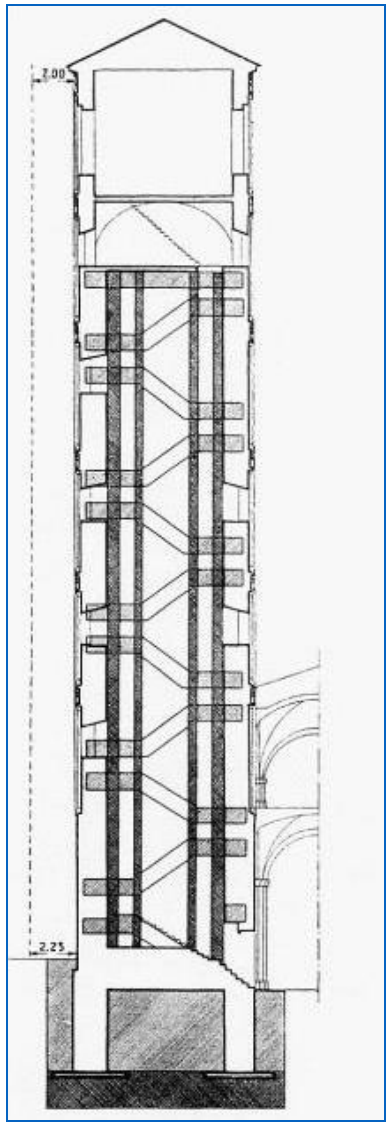
Interventi ortopedici con strutture in calcestruzzo armato

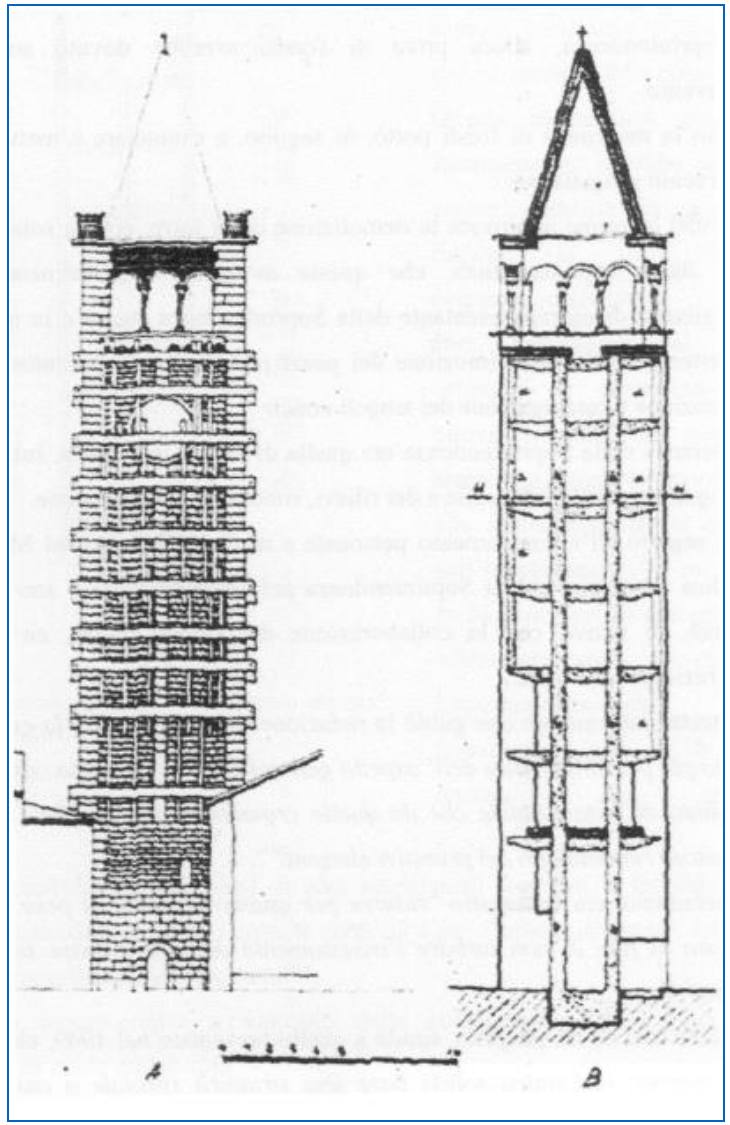
Chiesa di Sant'Andrea, Vercelli – A. Giberti (1926)



Mancata fiducia/conoscenza delle strutture in muratura

Rinforzo dei torri e campanili





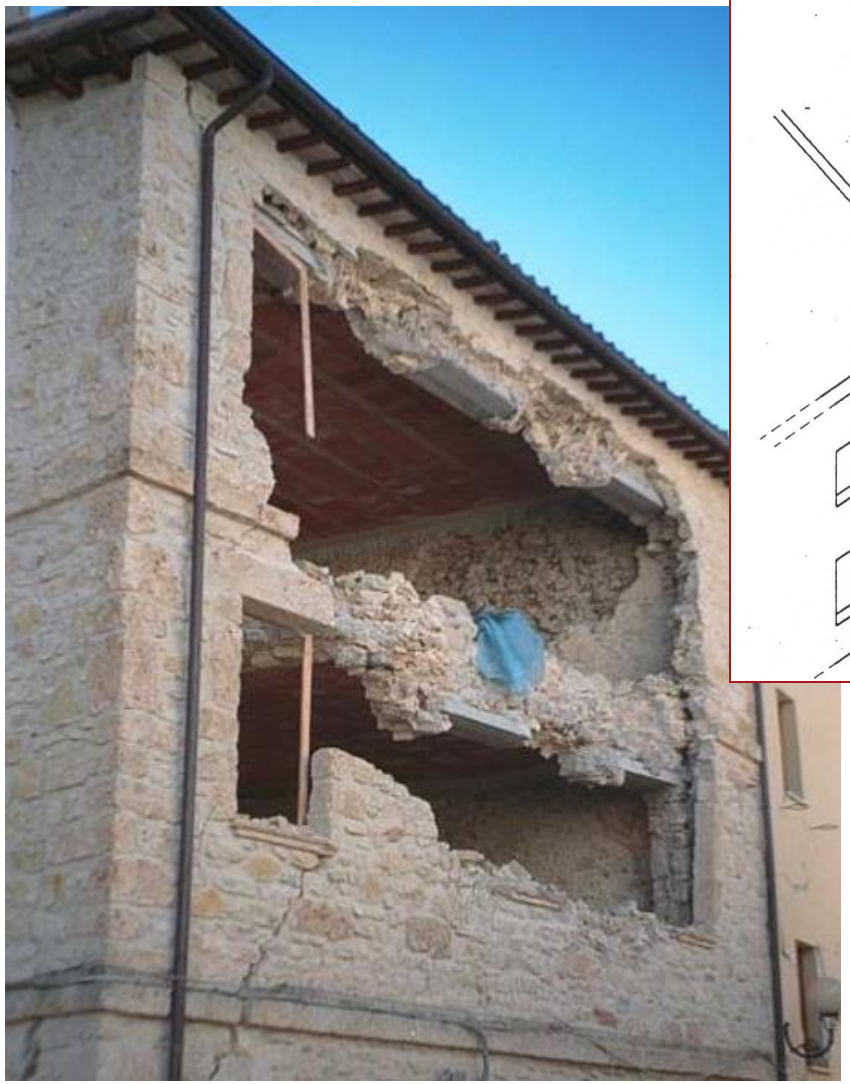
Vulnerabilità aggiunta da interventi sbagliati

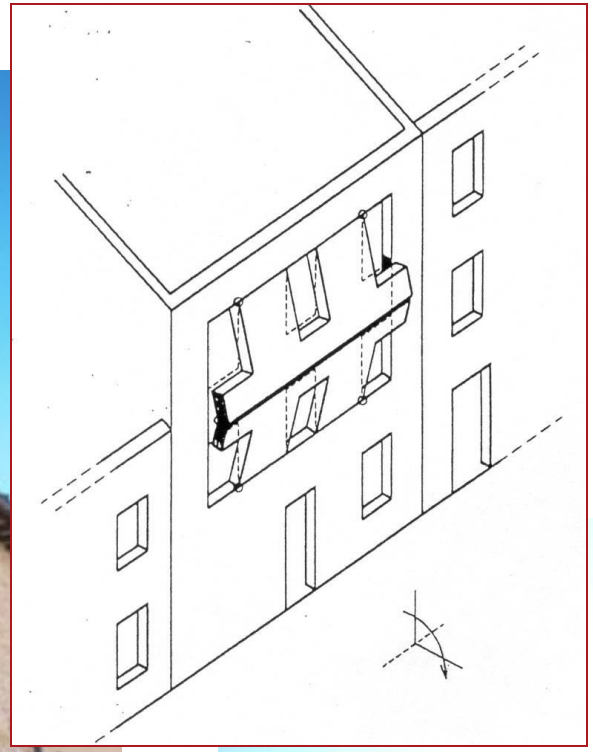
Sostituzione delle originali coperture lignee con rigide e pesante solette in cemento armato

Osservazione dei danni a seguito degli ultimi terremoti in Italia

Vulnerabilità aggiunta da interventi sbagliati

Inserimento di cordoli in breccia e sostituzione dei solai lignei

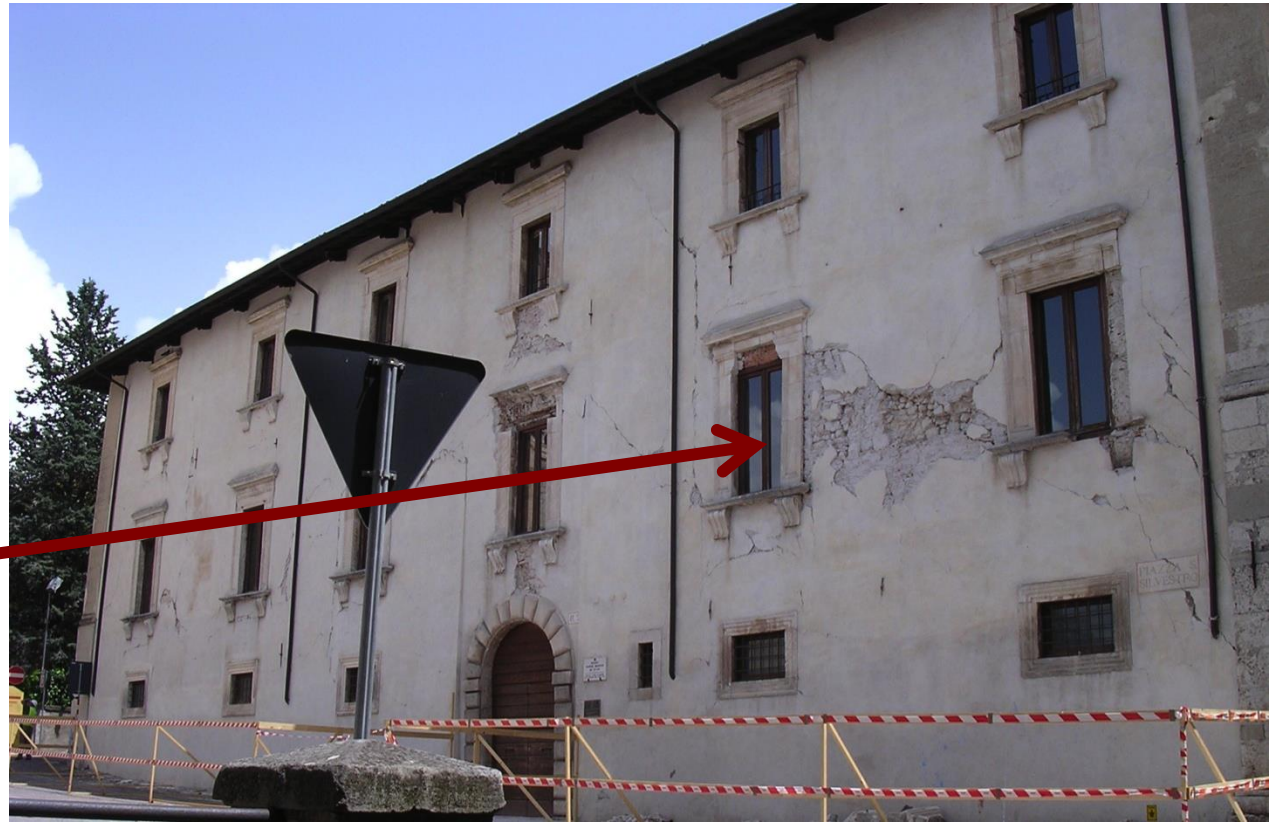




Osservazioni sulla vulnerabilità degli edificI in muratura

RISPOSTA FUORI DAL PIANO

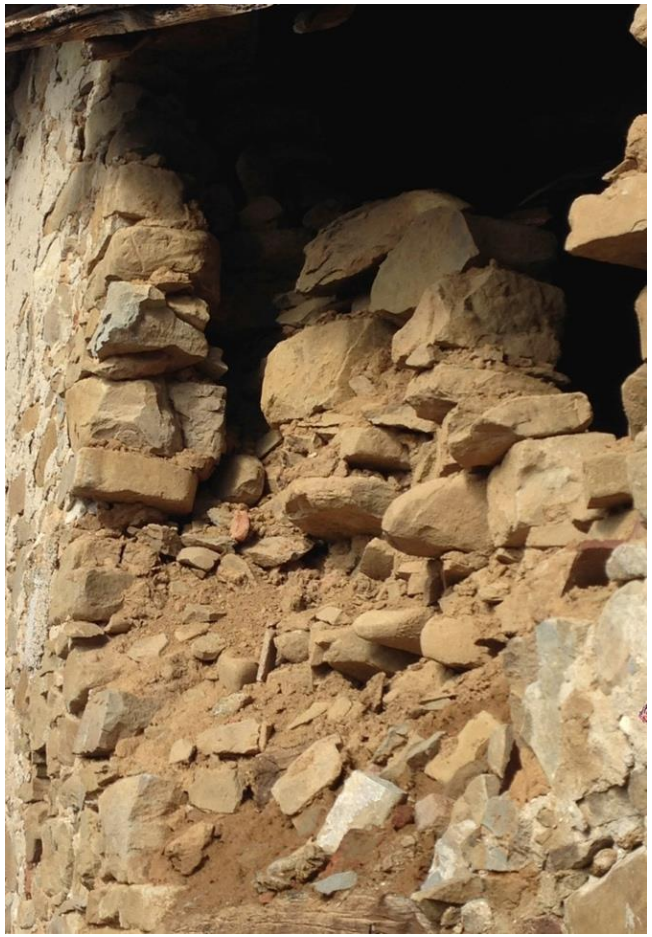
RISPOSTA NEL PIANO



Osservazioni sulla vulnerabilità degli edificI in muratura

- Cattivo comportamento degli edifici tradizionali in muratura a causa di:
  - scarsa qualità dei materiali (muratura irregolare con malta in terra)
  - mancanza di dettagli antisismici

Amatrice, *30 ottobre 2016*



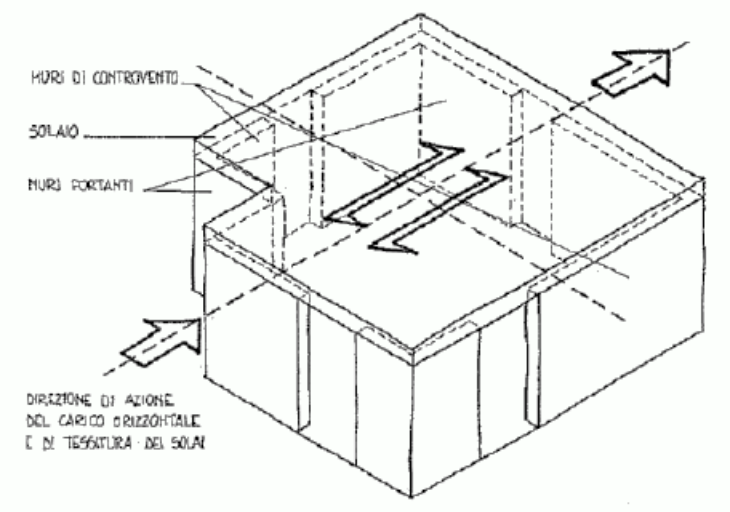
SICUREZZA E CONSERVAZIONE DI EDIFICI IN MURATURA

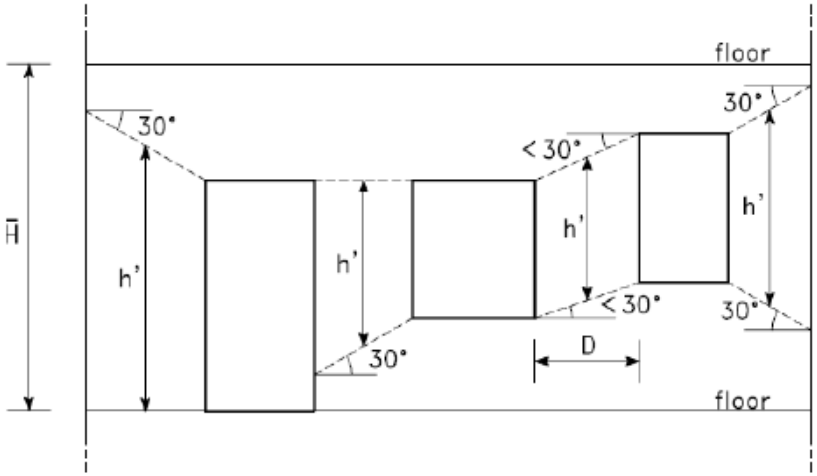
- Elevata vulnerabilità, testimoniata dai danni post-terremoto
- Costruzioni non ingegnerizzate (regole dell'arte)
- Trasformazioni, danni pregressi e degrado
- Vulnerabilità aggiunta da interventi sbagliati
- Difficoltà di individuare uno schema strutturale:
  - Pareti: elementi bidimensionali, con possibilità di trascurare la risposta fuori dal piano, ma talvolta di spessore rilevante
  - Vincoli imperfetti tra le pareti (cantonali/martelli) e tra pareti e solai (monolateri con attrito)
  - Identificazione dello stato di sollecitazione nello stato di fatto: effetti legati alla viscosità e alle fasi costruttive, che influenzano la resistenza a taglio

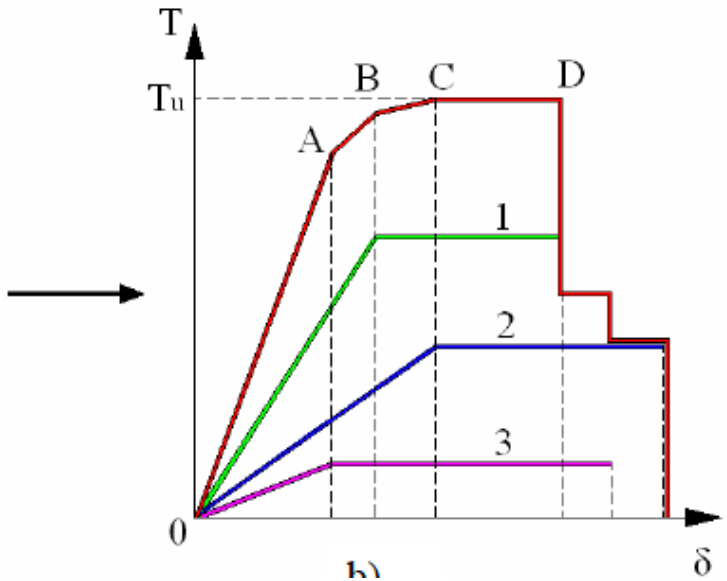
Necessità di una modellazione accurata

EVOLUZIONE NORMATIVA NEGLI ULTIMI 40 ANNI

- 1980 - Terremoto in Irpinia: Adeguamento sismico verificato attraverso il metodo POR (analisi incrementale a collasso)

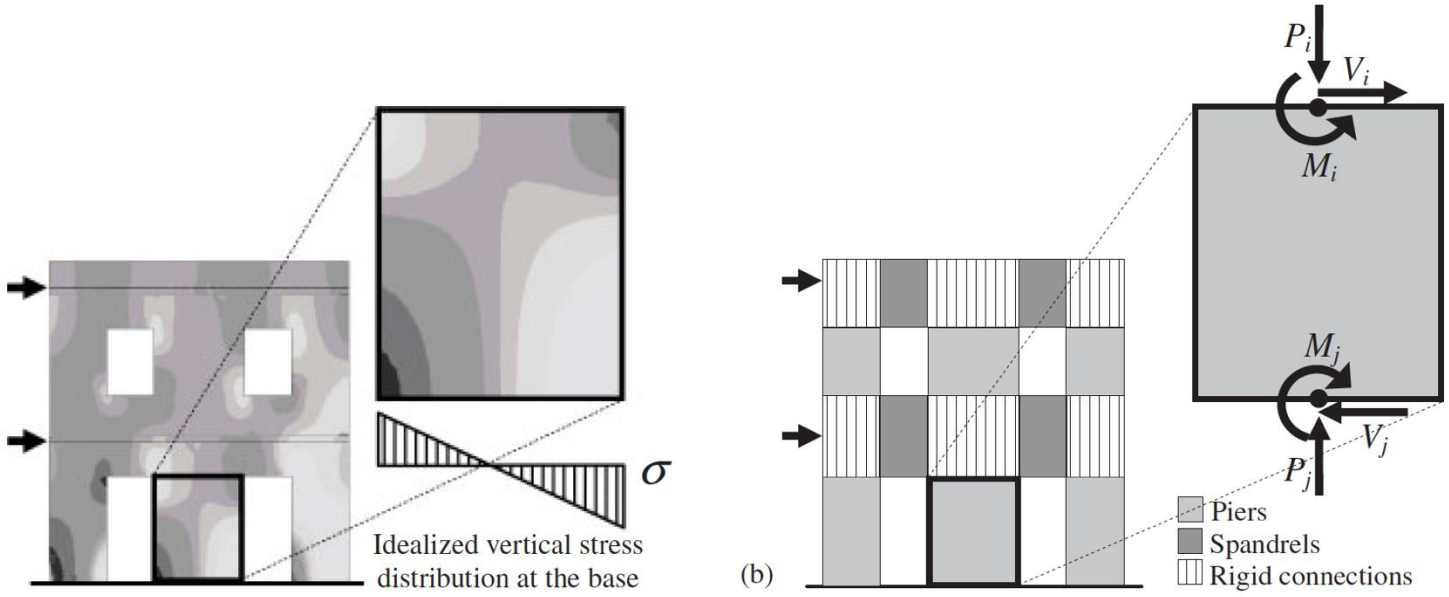






EVOLUZIONE NORMATIVA NEGLI ULTIMI 40 ANNI

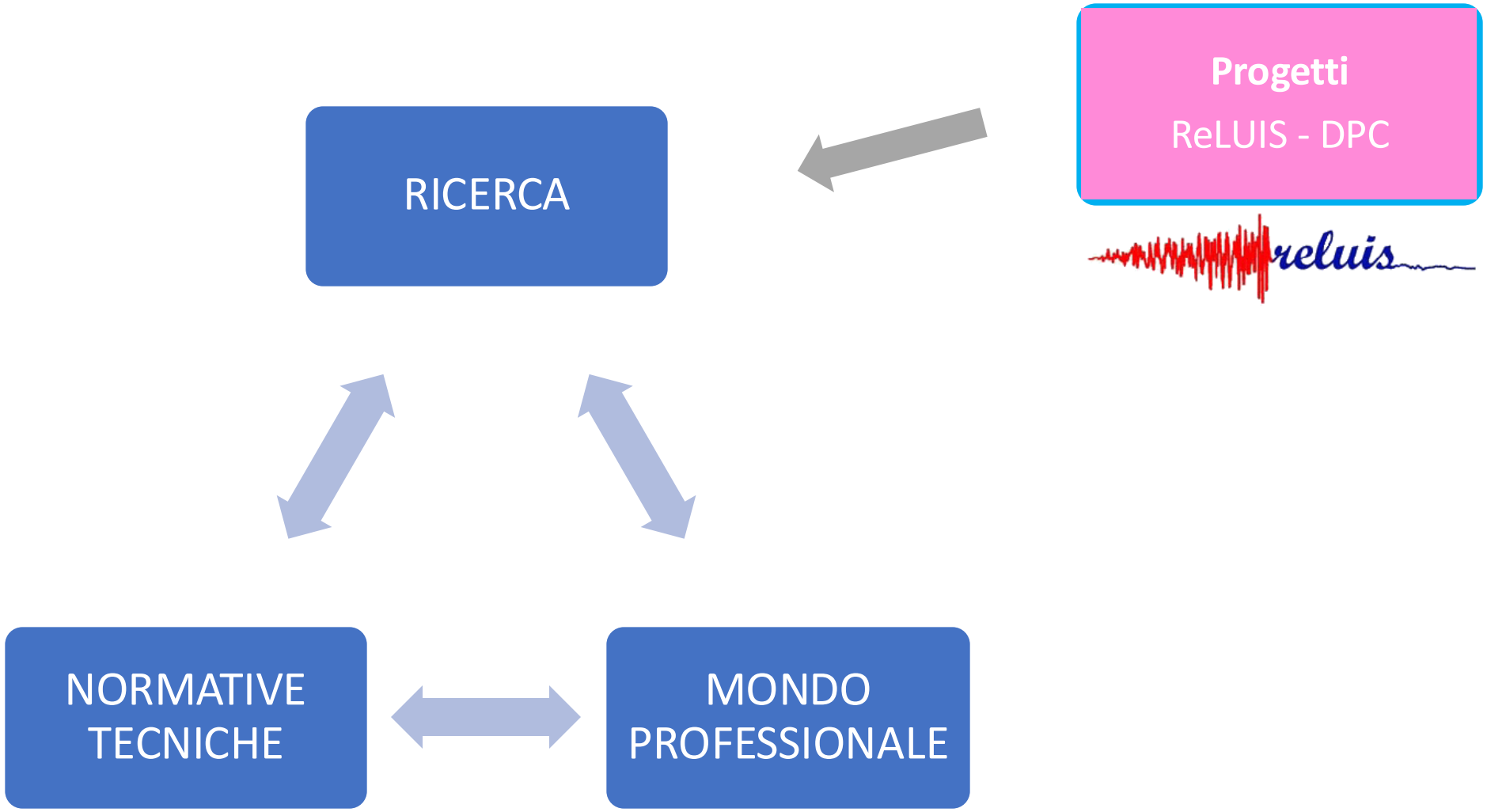
- 1980 - Terremoto in Irpinia: Adeguamento sismico verificato attraverso il metodo POR (analisi incrementale a collasso)
- 1986: Miglioramento sismico (importanza del giudizio qualitativo)
- 1997 - Terremoto Umbria-Marche: riconoscimento e verifica dei meccanismi locali con l'analisi limite (nonlinearità geometrica)
- 2002 - Terremoto in Molise: emanazione della OPCM 3274/2003 (analisi pushover)



EVOLUZIONE NORMATIVA NEGLI ULTIMI 40 ANNI

- 1980 - Terremoto in Irpinia: Adeguamento sismico verificato attraverso il metodo POR (analisi incrementale a collasso)
- 1986: Miglioramento sismico (importanza del giudizio qualitativo)
- 1997 - Terremoto Umbria-Marche: riconoscimento e verifica dei meccanismi locali con l'analisi limite (nonlinearità geometrica)
- 2002 - Terremoto in Molise: emanazione della OPCM 3274/2003 (analisi pushover)
- 2009 - Terremoto de L'Aquila: entrata in vigore delle NTC 2008 (e Circolare 2009), con importanza alle indagini e alla conoscenza
- 2018: aggiornamento NTC e revisione dell'EC8-Parte 3 (in corso), modellazione fasce murarie, edifici irregolari, solai deformabili …

IL RUOLO DELLA RICERCA SCIENTIFICA



Circolare 2019 NTC e revisione dell'Eurocodice 8 - Parte 3

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance
Part 3: Assessment and retrofitting of buildings and bridges

- Project Team 3: Andreas Kappos (leader), Christis Chrisostomous, Paolo Franchin, Tatjana Isakovic, Sergio Lagomarsino, Telemakos Panagiotakos

Mandato: aggiornare le procedure di modellazione, analisi e verifica tenendo conto dei recenti sviluppi della ricerca, promuovendo l'uso dell'analisi nonlineare.

Circolare 2019 – Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2018

- Impianto analogo alla precedente ma più organico ed esaustivo. In particolare:
  - sono fornite indicazioni per un'ampia varietà di situazioni, cercando di limitare la convenzionalità e di rappresentare la maggioranza delle costruzioni reali
  - stretta relazione tra rilievo e conoscenza degli aspetti costruttivi e valutazioni di sicurezza

Difficoltà di proporre modelli e formule di verifica validi per tutte le tipologie di edifici esistenti. Una norma deve porsi l'obiettivo di coprire l'80% del costruito e deve essere applicata in forma non cogente, specie su edifici «non ingegnerizzati» (per questo i modelli sono in Circolare)

Analisi del costruito esistente nella Circolare 2019

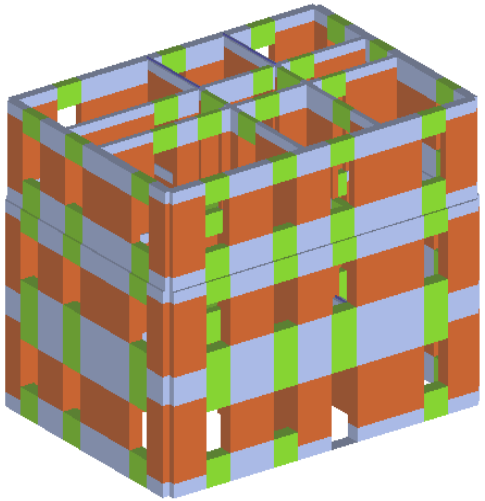
- Le **tipologie** di costruzioni in muratura pre-moderne:
  - Edificio isolato, con buoni collegamenti, maglia regolare di muri di spina, elevata percentuale di aperture regolari, solai di rigidezza significativa
  - Edificio isolato ma senza uno o più dei precedenti requisiti
  - Edificio in aggregato nei centri storici (interazioni)
  - Edifici a tipologia specialistica: palazzi storici; conventi; teatri; chiese; torri

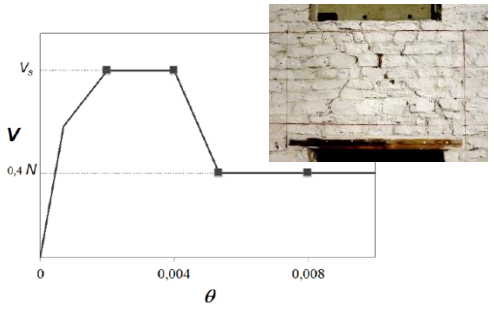
- La Circolare delinea un percorso organico per l'edificio isolato regolare, ma i modelli proposti possono essere utilizzati anche in altri casi, definendo opportunamente gli approcci di modellazione e analisi:
  - **Modellazione** globale o per macroelementi
  - **Analisi** globale e dei meccanismi locali

I tre passi per valutare la sicurezza sismica

CONOSCENZA

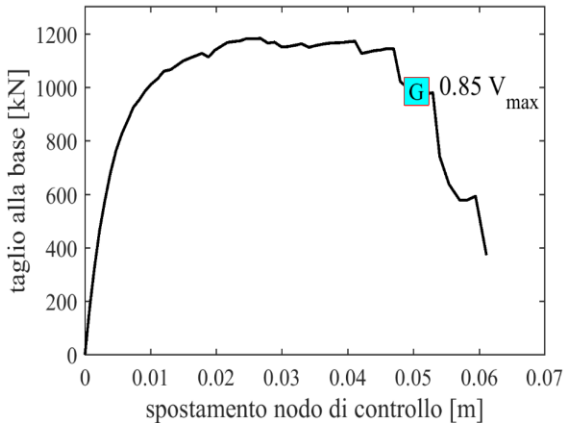
MODELLAZIONE



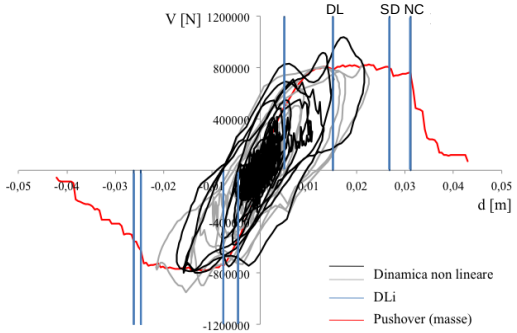


ANALISI

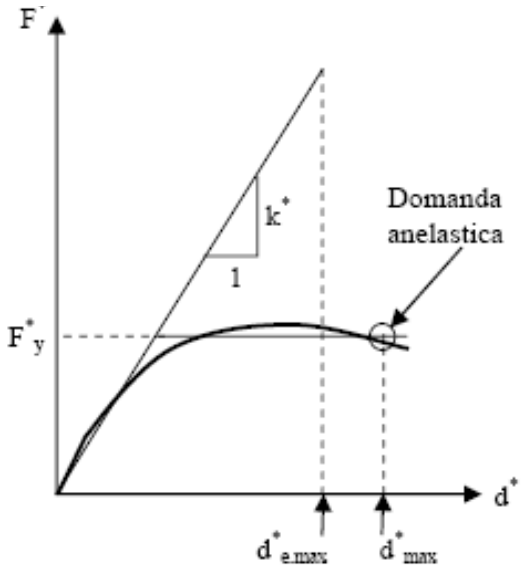
ANALYSI PUSHOVER



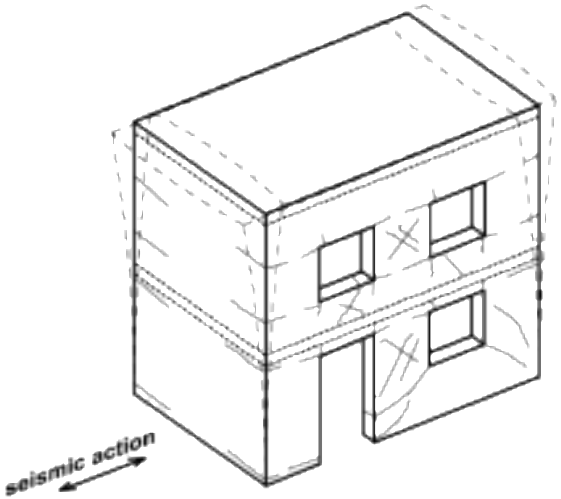
ANALISI DINAMICA NONLINEARE



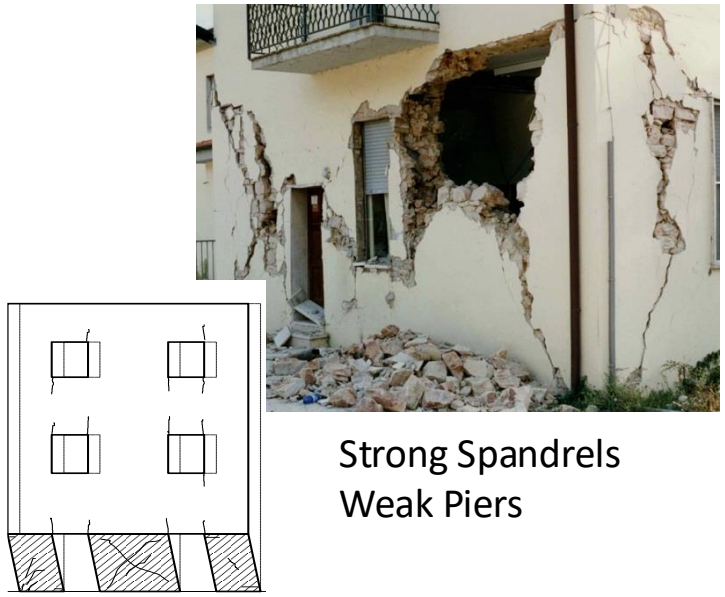
VERIFICA



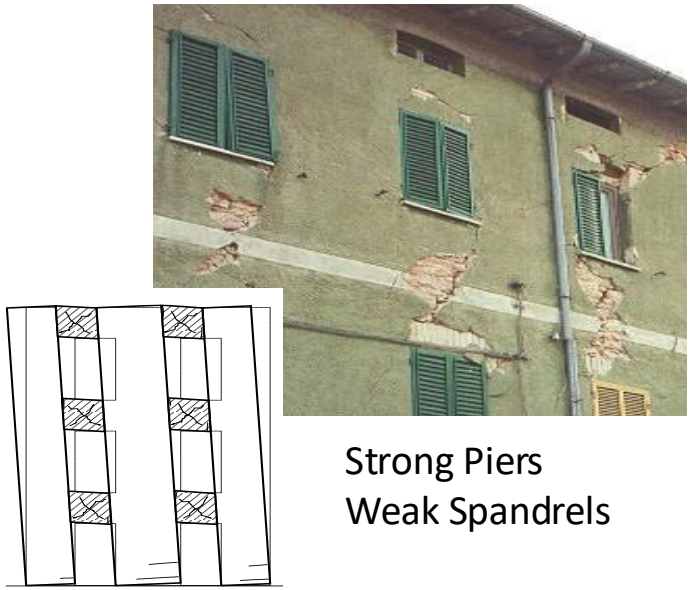
Modellazione della risposta sismica



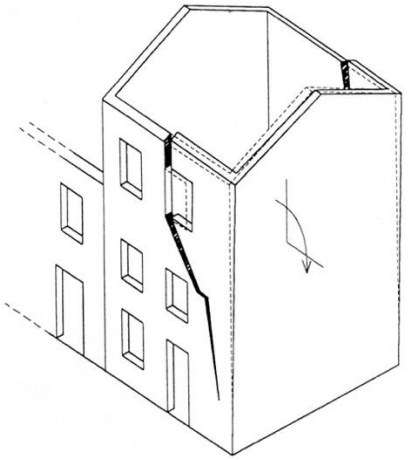
Risposta nel piano delle pareti



Strong Spandrels
Weak Piers



Strong Piers
Weak Spandrels



Risposta fuori dal piano

Resistenza e deformazione muratura
(nonlinearità del materiale / drift)

Perdita di equilibrio / forma e vincoli
(nonlinearità geometrica)

Meccanismi di comportamento

Modellazione - Globale o a Macroelementi

- **MODELLO GLOBALE:**
  - Se la costruzione ha un comportamento d'assieme (maglia di pareti murarie, di diaframmi orizzontali e di efficaci collegamenti tra gli stessi), la risposta sismica può essere descritta da un modello globale. Nell'edificio residenziale si realizza il cosiddetto "comportamento scatolare" e si può fare affidamento solo sulla risposta nel piano delle pareti (più rigide e resistenti). In strutture di altra tipologia (storico-monumentali) è possibile e talvolta necessario fare riferimento ad un modello unico, considerando però l'interazione tra risposta nel piano e fuori dal piano.

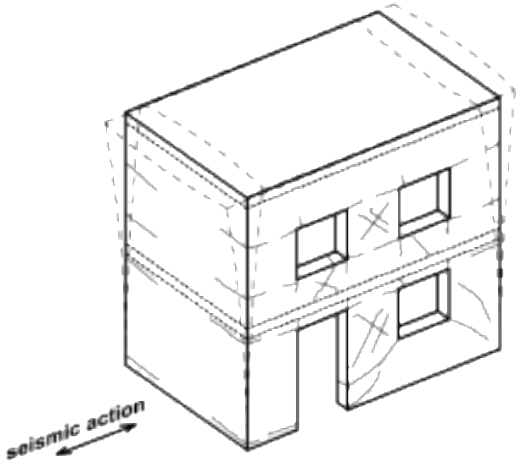
- **SUDDIVISIONE IN MACROELEMENTI:**
  - Costruzioni in muratura come le chiese, per l'assenza di muri di spina interni (a meno di colonnati tra le navate) e orizzontamenti intermedi (a meno delle eventuali volte), possono essere studiate con modelli di sottostrutture, distribuendo opportunamente la totalità delle azioni sismiche tra questi. Anche nel caso di edifici, se i solai sono flessibili, ciascuna parete deve essere verificata indipendentemente. In questa suddivisione in macroelementi, alcuni di questi possono ovviamente rispondere anche fuori dal piano (è il caso di edifici con una maglia diradata di muri di spina e solai deformabili, nei quali alcune pareti sopportano le azioni fuori dal piano).

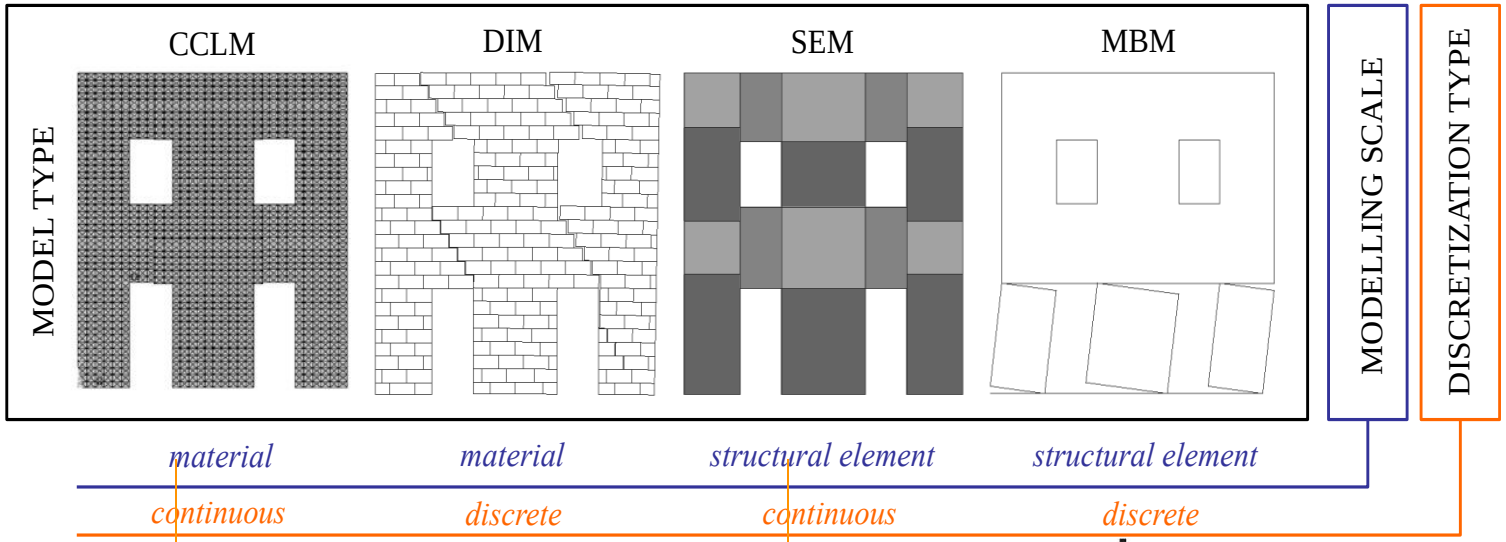
Analisi della risposta sismica

	Metodi	Statico	Dinamico	
	Lineare	Forze equivalenti	Modale (spettrale)	PROGETTAZIONE
VALUTAZIONE	Nonlineare	Pushover	Time-history analysis	VALIDAZIONE

- **ANALISI GLOBALE:**
  - Il complesso delle azioni sismiche è sopportato dalla costruzione (ovvero, considerando tutte le masse, ci sono elementi in grado di trasferire in fondazione le forze inerziali).
  - Nella modellazione per macroelementi, la globalità delle azioni sismiche è distribuita tra essi e verificata (l'analisi secondo due direzioni ortogonali può portare ad una diversa suddivisione e ciascun elemento può rispondere nel piano o fuori dal piano).
- **MECCANISMI LOCALI:**
  - Sono i meccanismi di dissesto che non sono descritti dall'analisi globale, ad esempio perché si usa un modello che considera solo la risposta nel piano delle pareti, si assumono efficaci alcuni collegamenti (da verificare separatamente) o alcuni elementi non sono inseriti nel modello globale (parapetti, vele ed altri elementi svettanti). Questi meccanismi devono essere verificati con modelli locali opportuni.

Analisi della risposta delle pareti nel piano

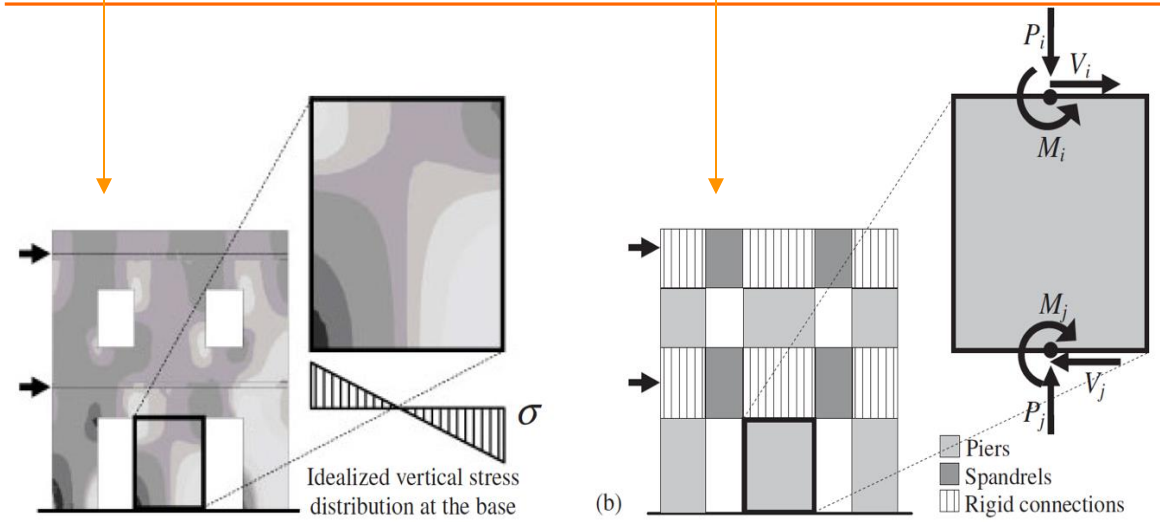




Analisi FEM equivalente:

- Elementi strutturali definiti a priori, individuazione a-priori della base delle aperture
- Difficoltà nel caso di aperture distribuite irregolarmente
- Sovrastima della rigidezza quando le aperture sono poche/piccole (nodi rigidi di grandi dimensioni)

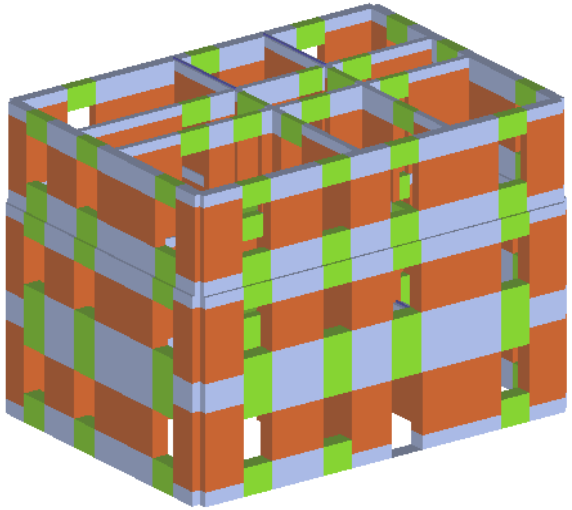
- In fase elastica: definizione e individuazione a-priori della base (integrazione delle tensioni su sezioni)
- In fase non lineare: calibrazione legami costitutivi sulla risposta di pannelli tipo; check del drift su pannelli scelti a posteriori



Le norme definiscono i criteri di resistenza e le soglie di drift alla scala del pannello

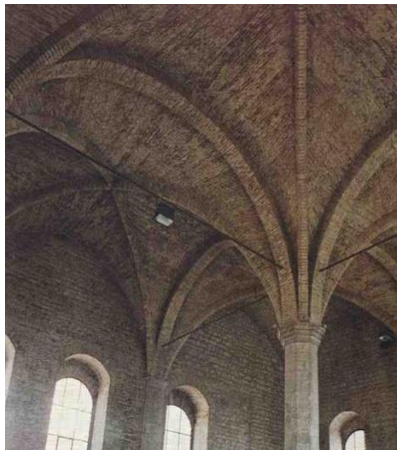
Modellazione 3D a telaio equivalente

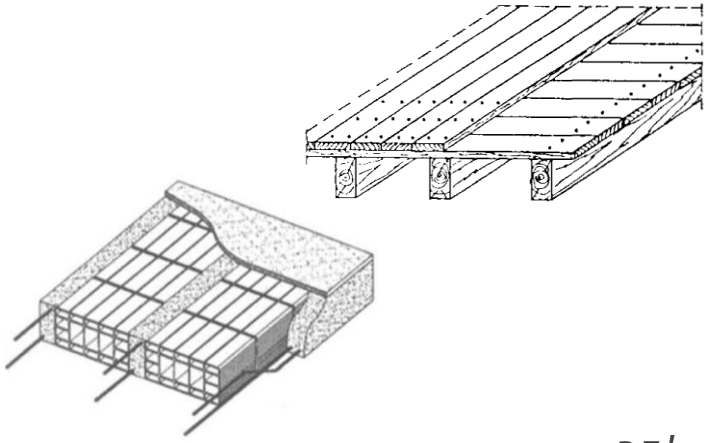
Vantaggi:
- possibilità di modellare edifici di grande dimensione con un ridotto onere computazionale
- coerenza con le prescrizioni normative in termini di criteri di resistenza e deformazione
- facile interpretazione dei meccanismi di comportamento fino al collasso



Aspetti peculiari (per una modellazione attendibile):
- legami costitutivi e criteri di resistenza (in particolare per le fasce)
- condizioni di drift ultimo (considerando anche le rotture miste)
- deformabilità dei diaframmi orizzontali:
  a. infinitamente rigidi
  b. di rigidezza finita (in grado di trasferire le azioni tra le pareti)
  c. di rigidezza trascurabile (ciascuna parete

Criticità:
- difficoltà nella schematizzazione di pareti irregolari
- effetto flangia, interazione tra fasce e cordolo, …



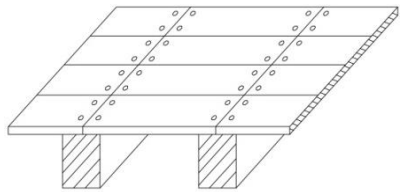


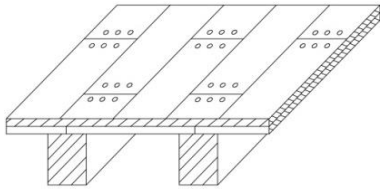
Modellazione 3D a telaio equivalente – solai deformabili

Rigidezza equivalente solai lignei: risultati disponibili in letteratura di campagne sperimentali
Valori suggeriti in documenti normativi internazionali (ASCE 41-13 2014 , NZSEE 2015)

Valori stato di fatto

NZSEE 2015





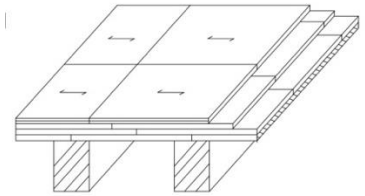


Table 10.8: Shear stiffness values† for straight sheathed vintage flexible timber floor diaphragms (Giongo et al., 2014)

Direction of loading	Joist continuity	Condition rating	Shear stiffness†, G_d (kN/m)
Parallel to joists	Continuous or discontinuous joists	Good	350
		Fair	285
		Poor	225
Perpendicular to joists††	Continuous joist, or discontinuous joist with reliable mechanical anchorage	Good	265
	Discontinuous joist without reliable mechanical anchorage		

Note:
† Values may be amplified by 20% when the diaphragm has been renailed using
†† Values should be interpolated when there is mixed continuity of joists or to acc
splice

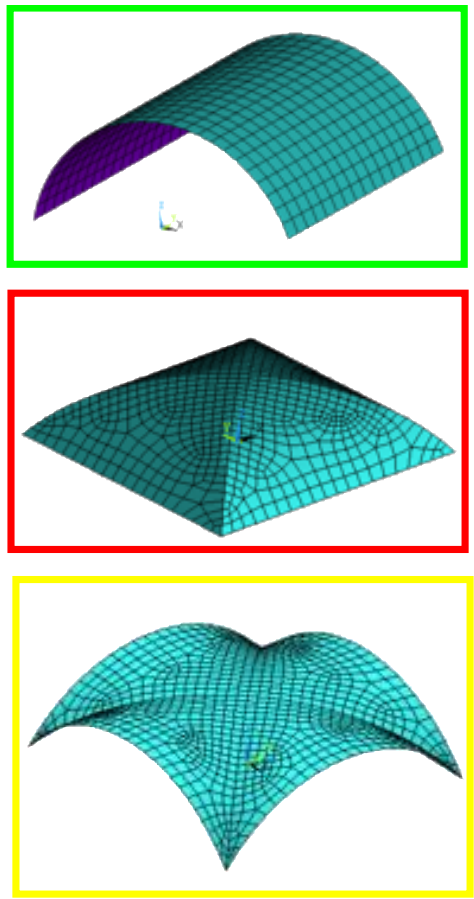
Coeff. Moltiplicativi – stato consolidato

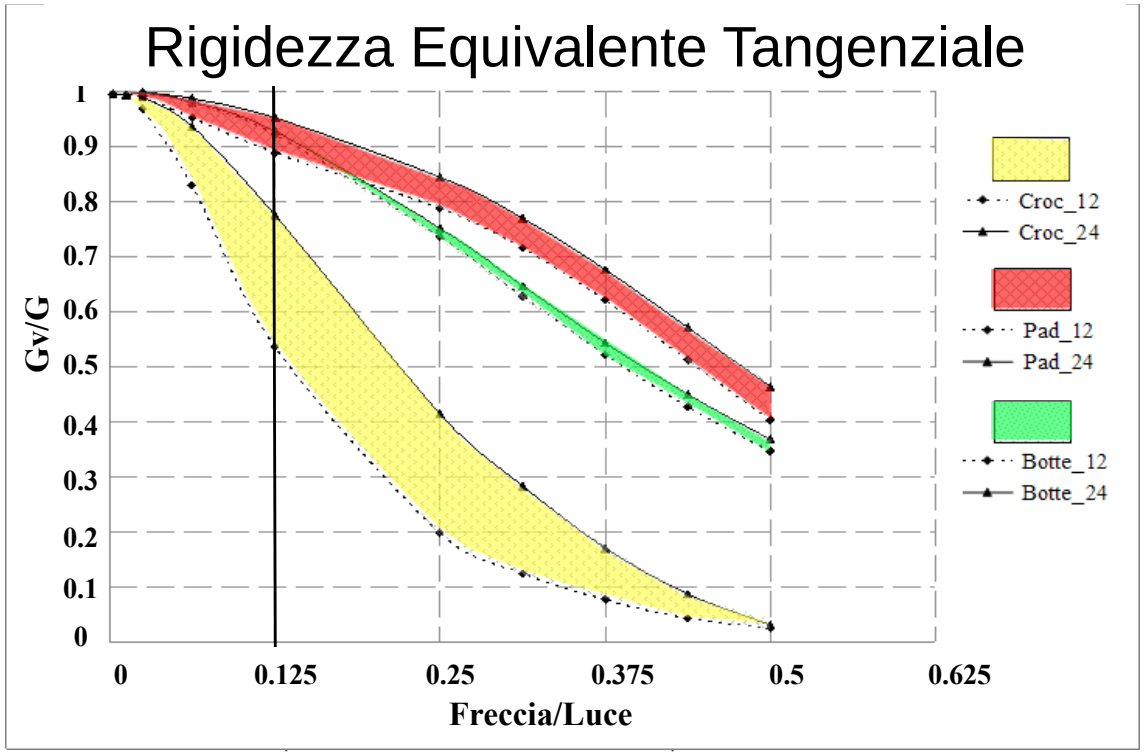
Table 10.9: Stiffness multipliers for other forms of flexible timber diaphragms (derived from ASCE, 2013)

Type of diaphragm sheathing		Multipliers to account for other sheathing types
Single straight sheathing		x 1.0
Double straight sheathing	Chorded	x 7.5
	Unchorded	x 3.5
Single diagonal sheathing	Chorded	x 4.0
	Unchorded	x 2.0
Double diagonal sheathing or straight sheathing above diagonal sheathing	Chorded	x 9.0
	Unchorded	x 4.5

Modellazione 3D a telaio equivalente – volte in muratura

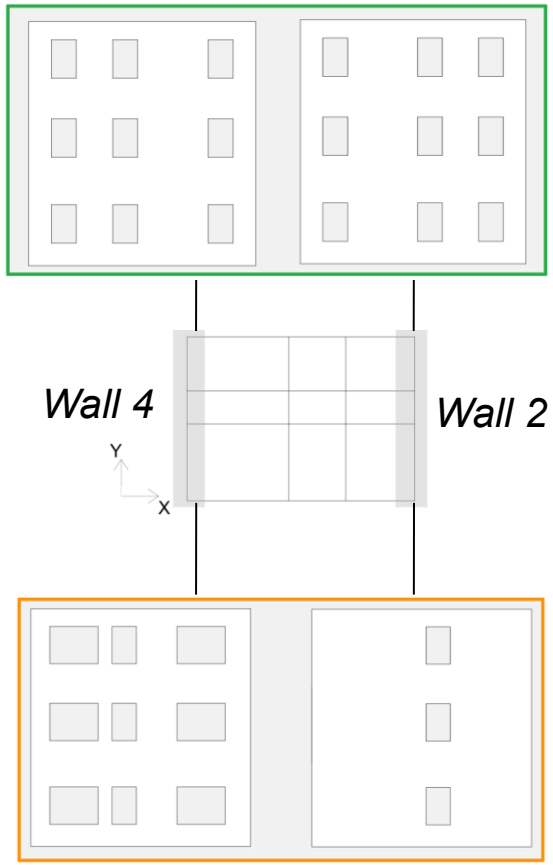
Rigidezza equivalente volte: Cattari S., Lagomarsino S., Resemini S. (2011). Il ruolo delle volte nella risposta sismica degli edifici in muratura, pag. 211- 270, in “Archi e volte in zona sismica – Meccanica delle strutture voltate” a cura di A.Borri e L.Bussi, Ed. Doppiavoce Napoli

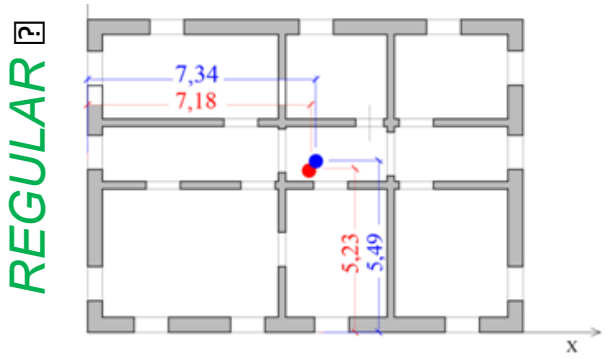


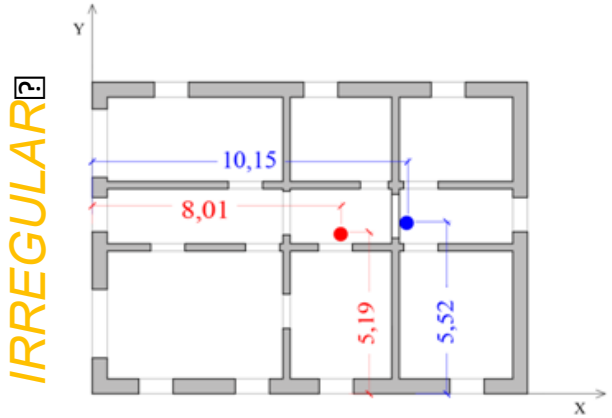


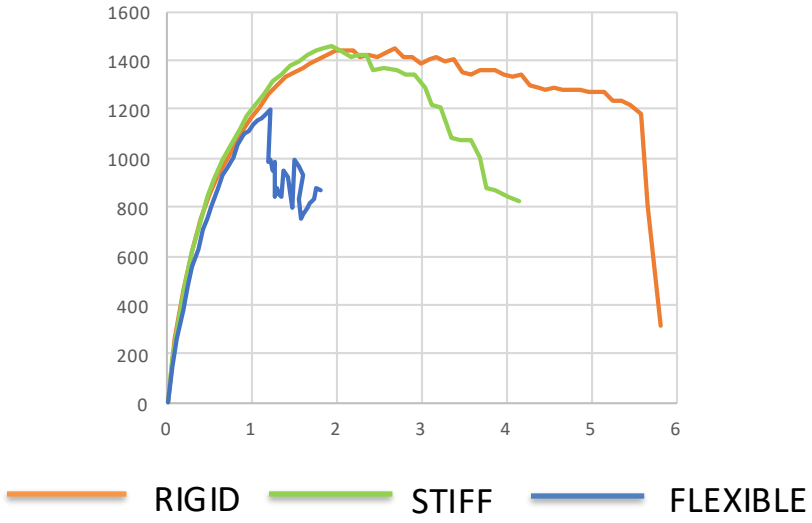
Influenza della deformabilità dei solai sulla risposta globale

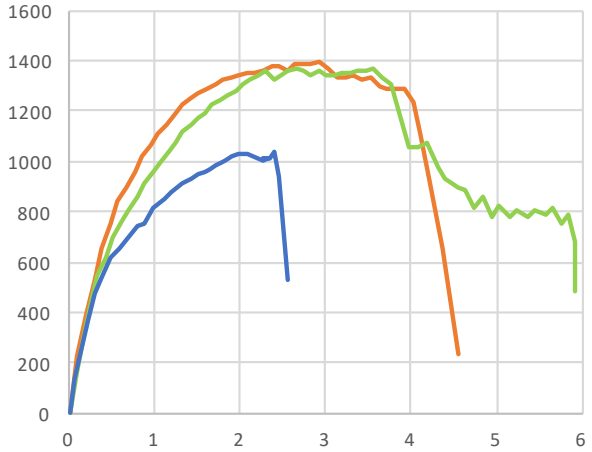
Influenza della regolarità in pianta e della rigidezza dei diaframmi











Marino PhD tesi, 2018 / Marino et al. Engineering structures 2020

Analisi FEM nonlineare di strutture monumentali complesse

Peculiarità e criticità:

- La suddivisione in macroelementi è talvolta arbitraria e poco attendibile
- La configurazione non consente di riferirsi ad uno spostamento di controllo (assenza di diaframmi e/o presenza di corpi distinti ma interagenti)
- Impossibilità di prefigurare meccanismi di risposta per elementi strutturali (maschi e fasce)
- Analisi pushover con modello FEM evidenzia spesso un collasso locale

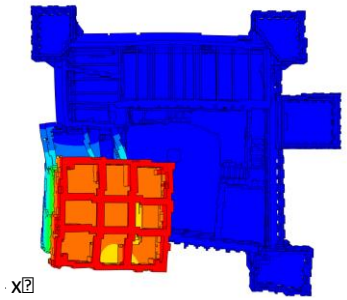
LA ROCCA DI SAN FELICE SUL PANARO

danneggiata dalle due scosse del 20 e 29 maggio 2012

Analisi FEM nonlineare di strutture monumentali complesse

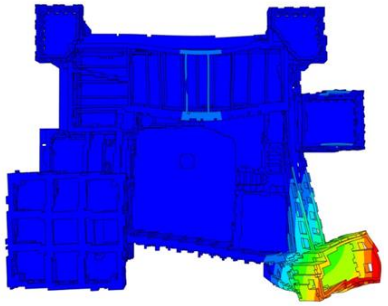
Analisi modale

Mode 1



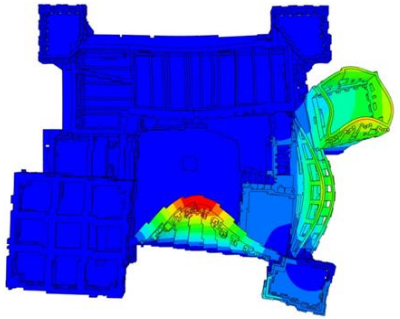
T = 0.47 s
M_x=32% | M_y=1%

Mode 4



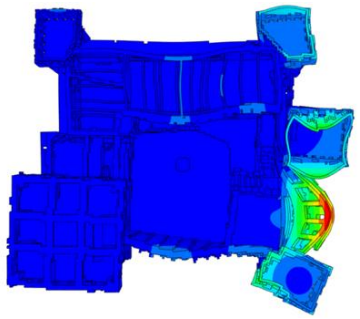
T = 0.25 s
M_x=6% | M_y=1%

Mode 6



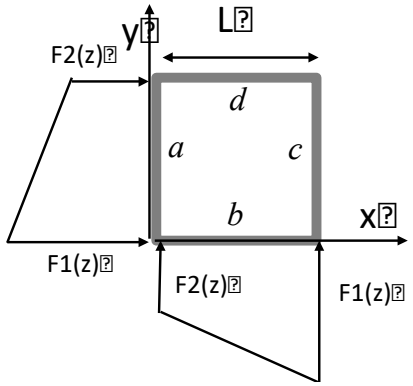
T = 0.21 s
M_x=4% | M_y=2.6%

Mode 12



T = 0.16 s
M_x=1.5% | M_y=7%

N-E tower

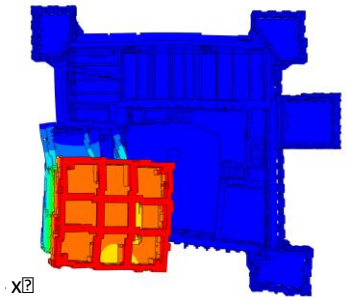


Degli Abbati et al. 2019, Computers and Structures 213, 51–71

Analisi FEM nonlineare di strutture monumentali complesse

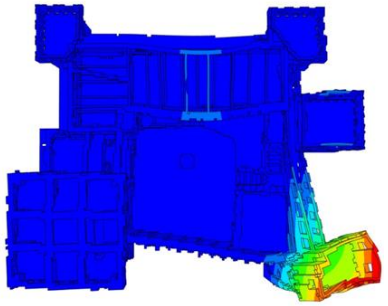
Analisi modale

Mode 1



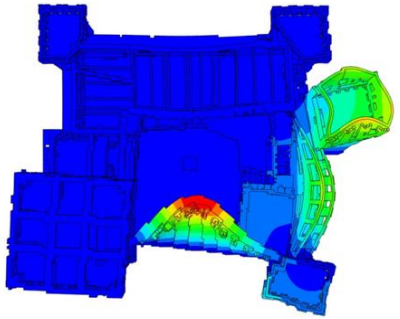
T = 0.47 s
M_x=32% | M_y=1%

Mode 4



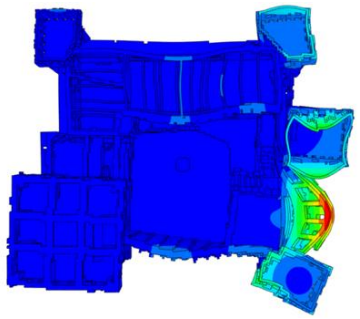
T = 0.25 s
M_x=6% | M_y=1%

Mode 6

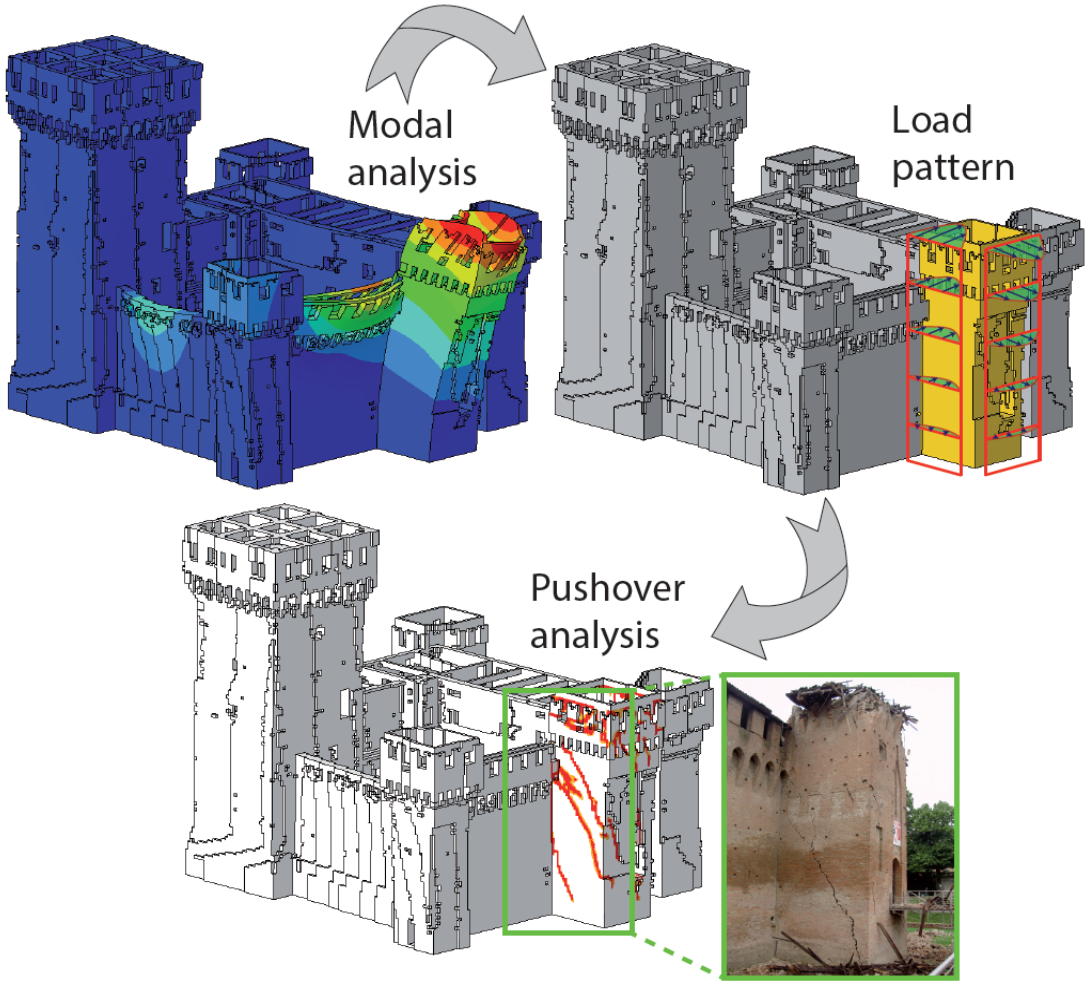


T = 0.21 s
M_x=4% | M_y=2.6%

Mode 12

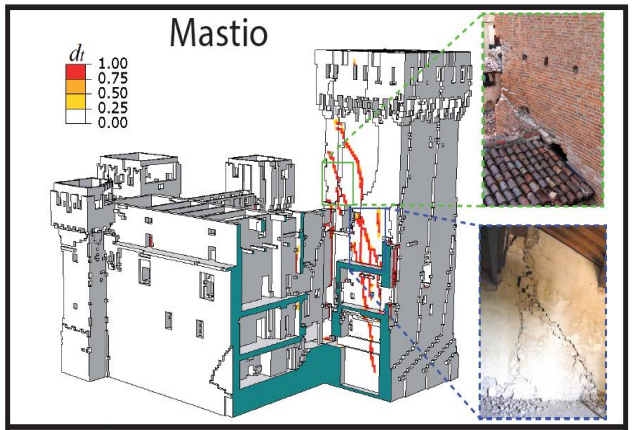


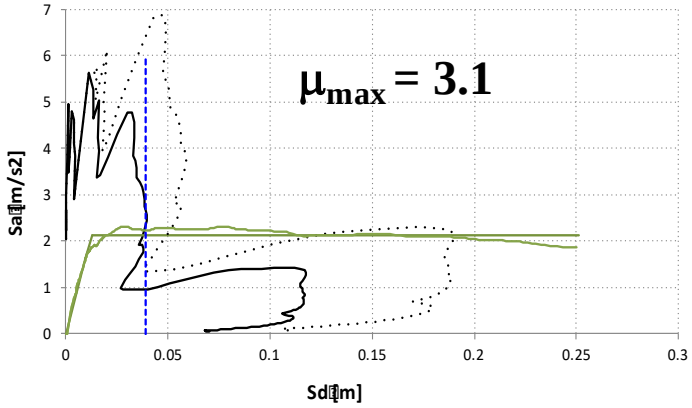
T = 0.16 s
M_x=1.5% | M_y=7%

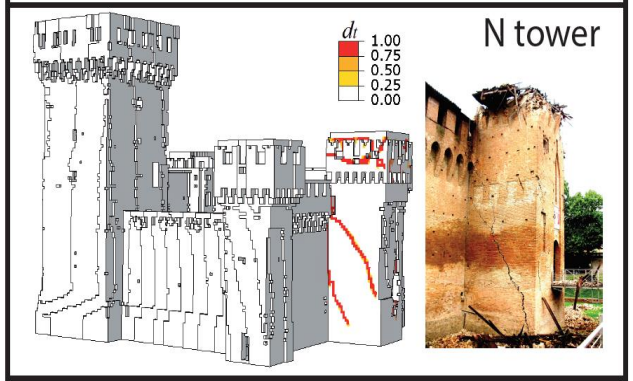


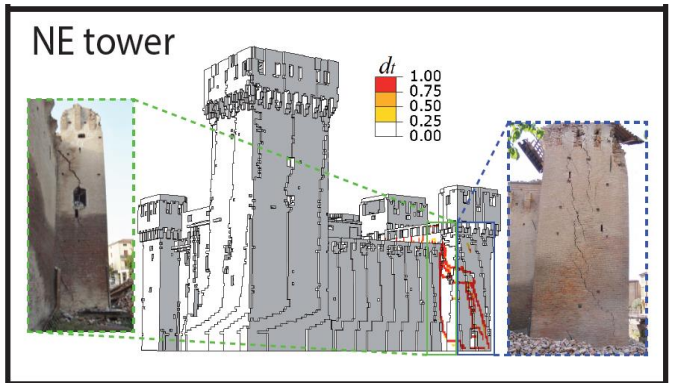
Degli Abbati et al. 2019, Computers and Structures 213, 51–71

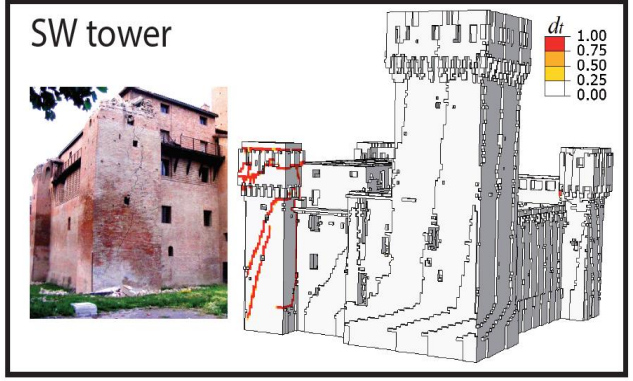
Analisi FEM nonlineare di strutture monumentali complesse

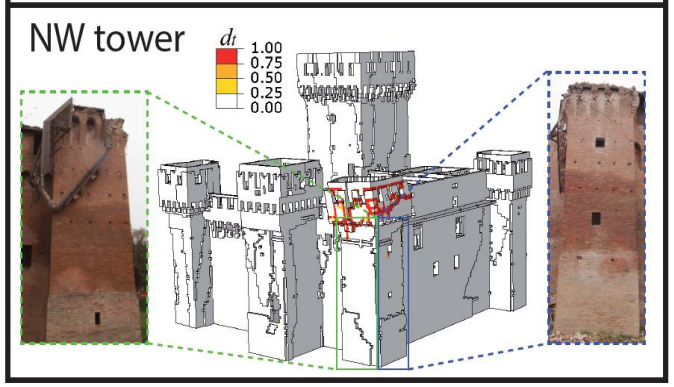




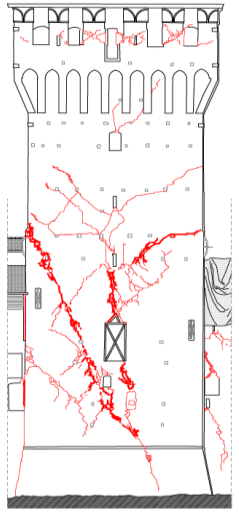




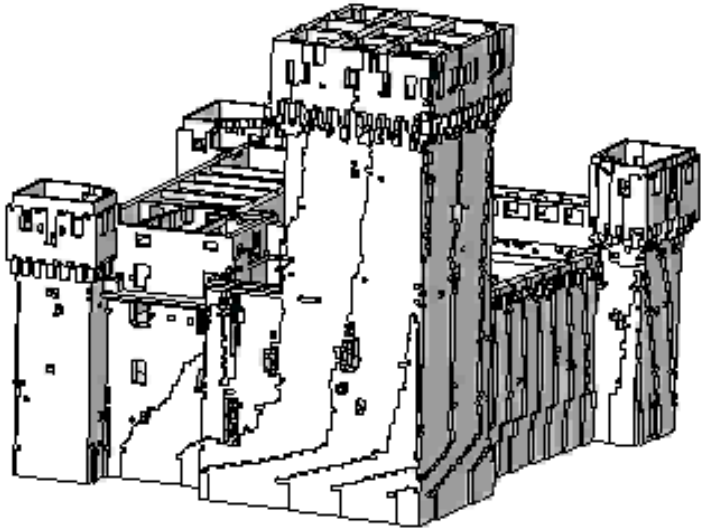




Danno osservato



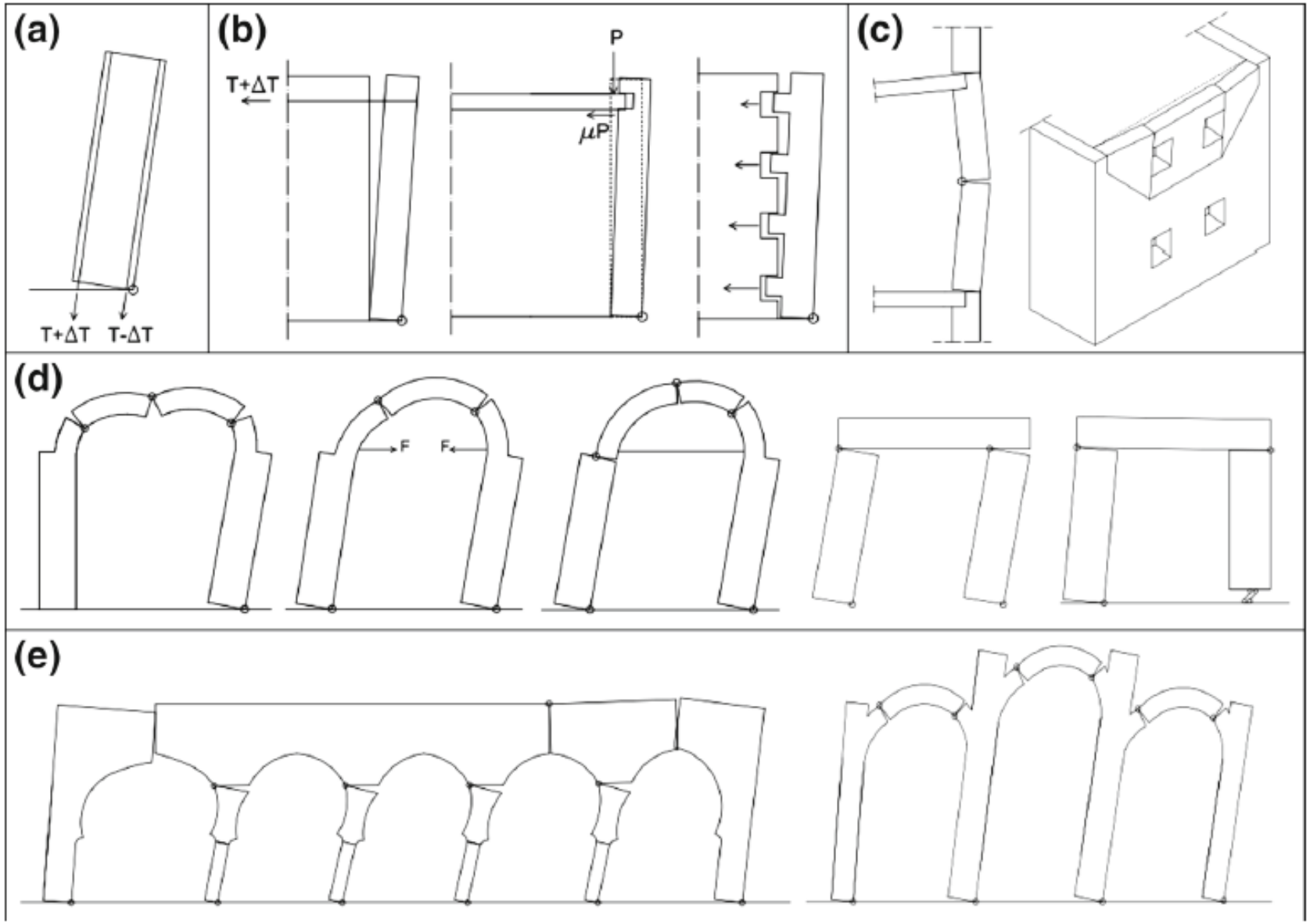
Danno simulato



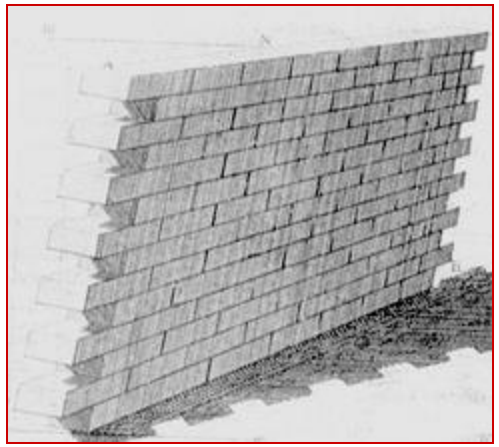
Meccanismi locali

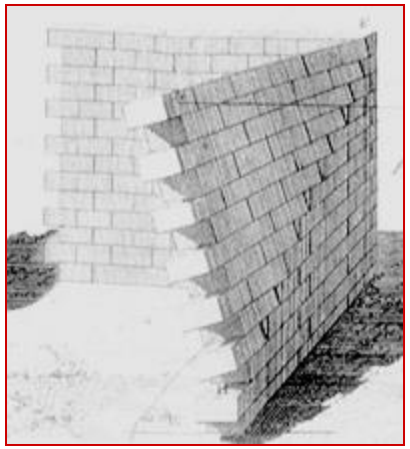
- EDIFICI MODERNI IN MURATURA $\Longrightarrow$ possibili solo a livello di interpiano
- EDIFICI TRADIZIONALI IN MURATURA $\Longrightarrow$ le connessioni non sono continue

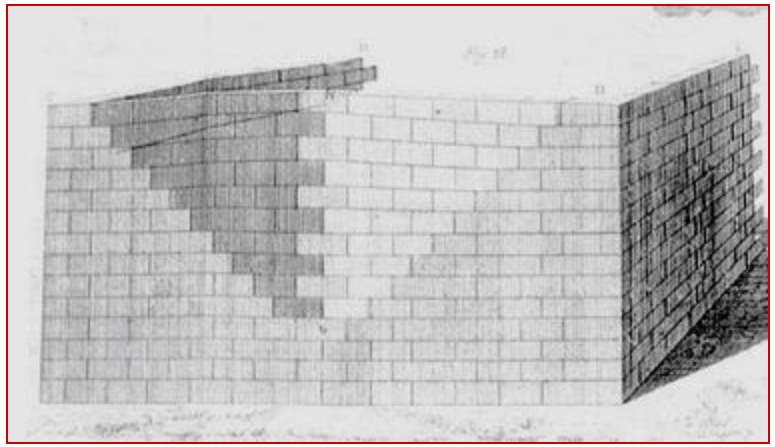
Alcuni esempi di meccanismi locali

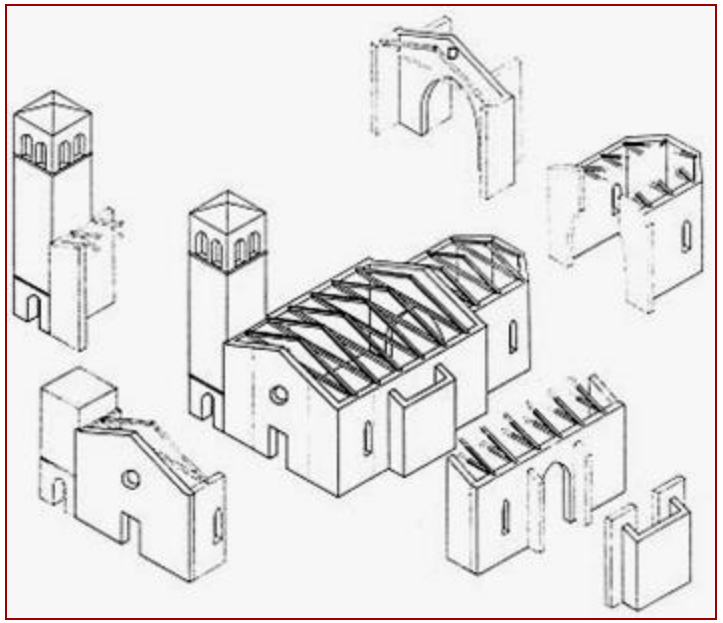


Meccanismi elementari di collasso nelle chiese



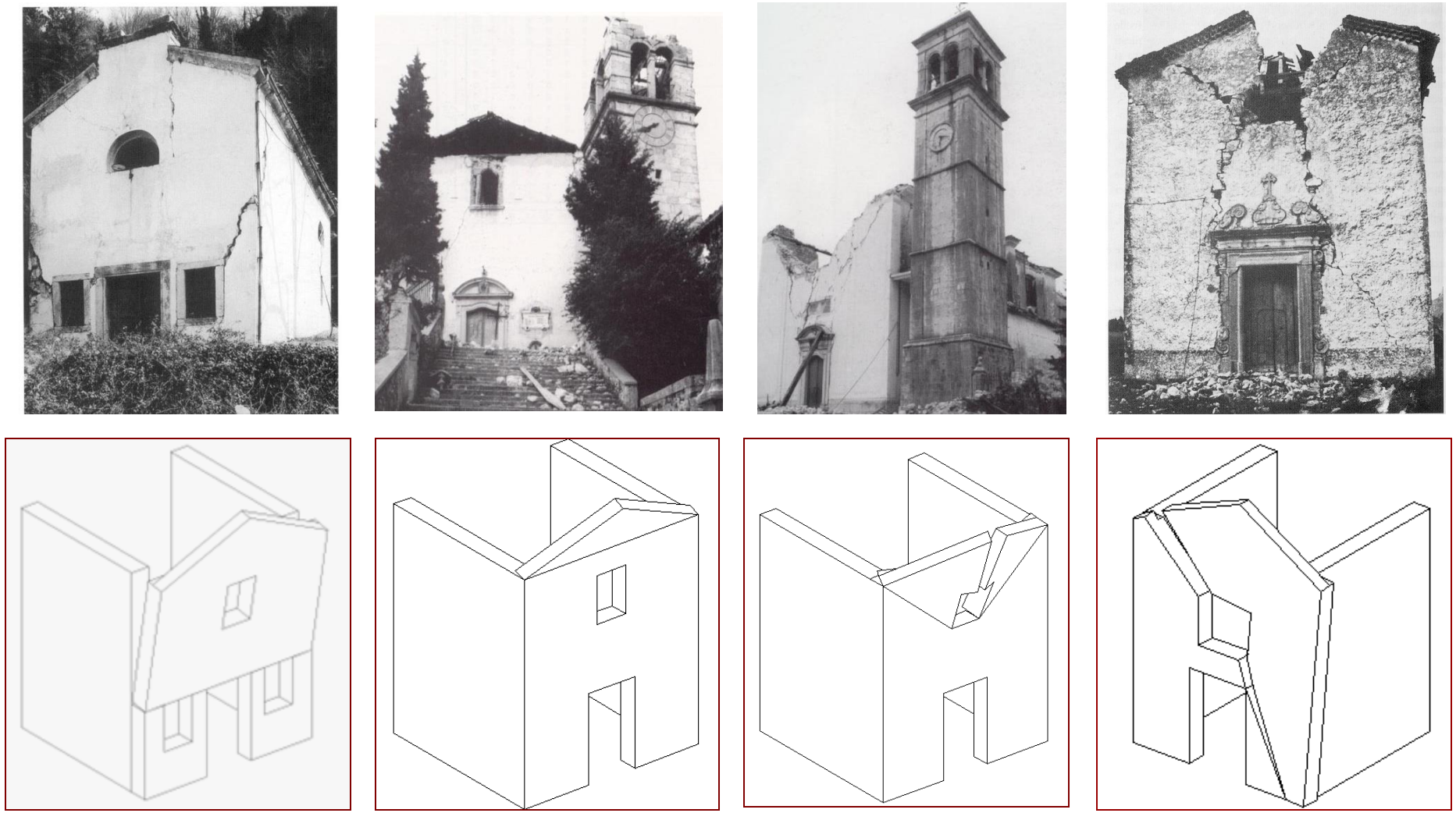






Meccanismi elementari di collasso nelle chiese

L'osservazione dei danni alle chiese negli ultimi trent'anni (dal Friuli in poi) ha consentito di raccogliere un'ampia casistica di meccanismi di collasso sismico nei diversi elementi architettonici della costruzione (*macroelementi*)



Il crollo delle volte nella Basilica di Assisi (1997)

Il crollo delle volte nella Basilica di Assisi (1997)

Il crollo delle volte nella Basilica di Assisi (1997)

Analisi limite dell'equilibrio (Jacques Heyman)

- non resistenza a trazione
- infinita resistenza a compressione
- assenza di scorrimenti
- deformabilità limitata

Approccio statico

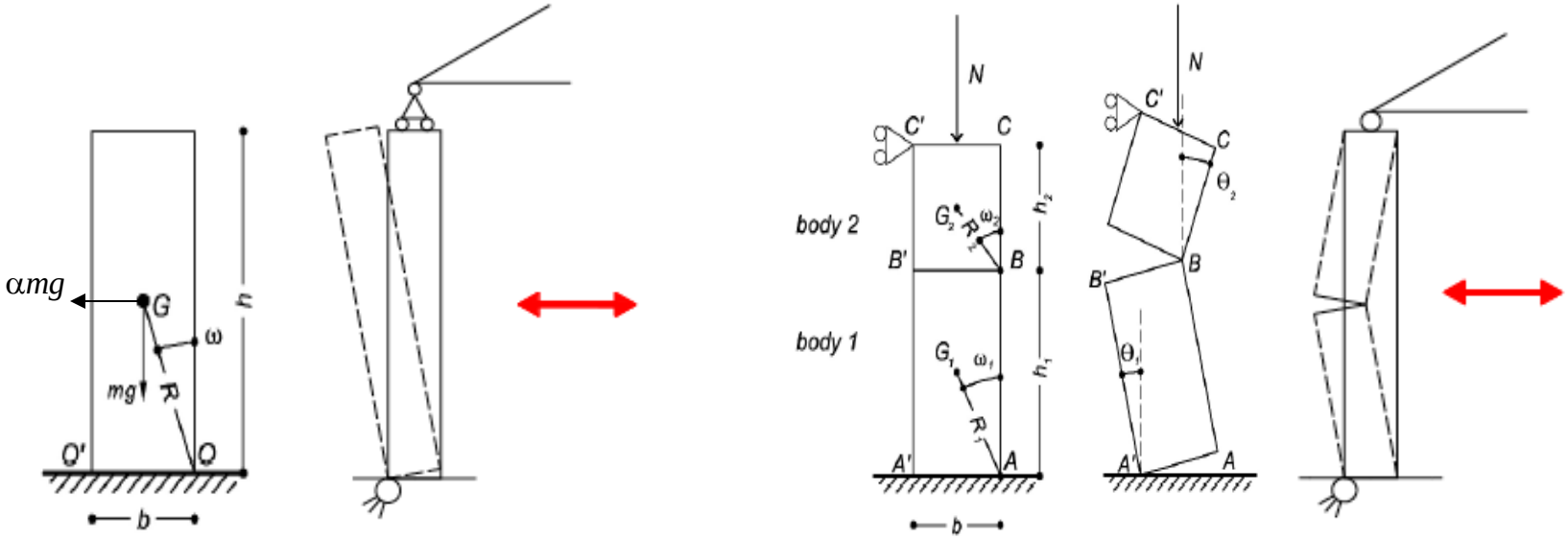
Approccio cinematico

Non cautelativo se non si conosce il corretto meccanismo di collasso

Analisi Limite di strutture in muratura

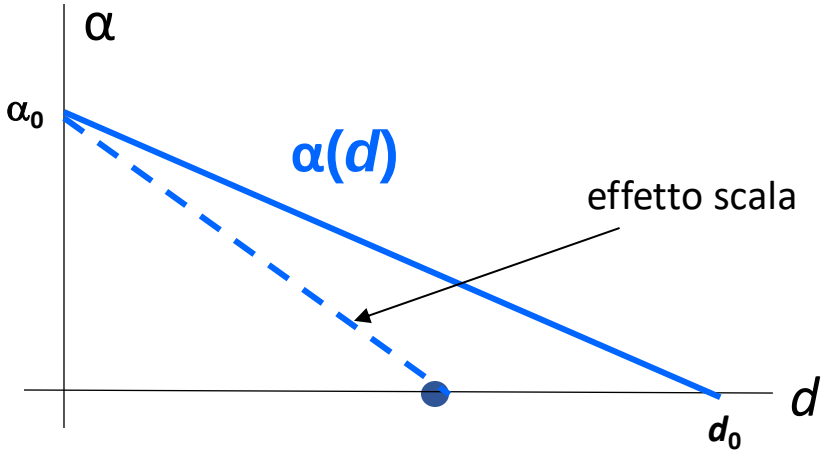
- Heyman (1966) "The stone skeleton", Int. J. Solids Structures

  meccanismi di blocchi rigidi che ruotano o scorrono (non resistenza a trazione)



Analisi Cinematica Lineare → α_0

Analisi Cinematica NonLineare → $\alpha(d)$

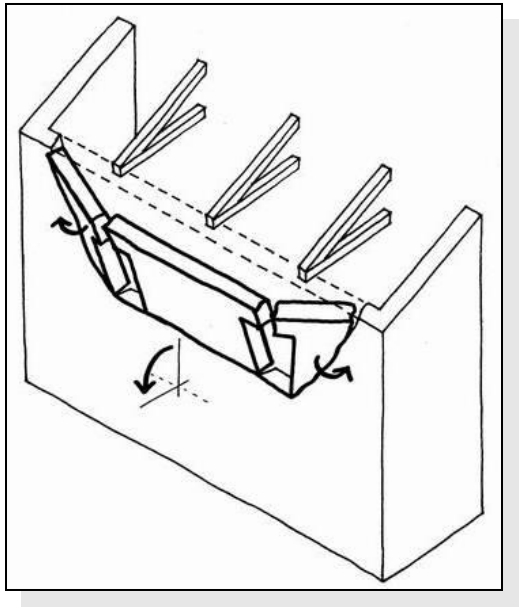


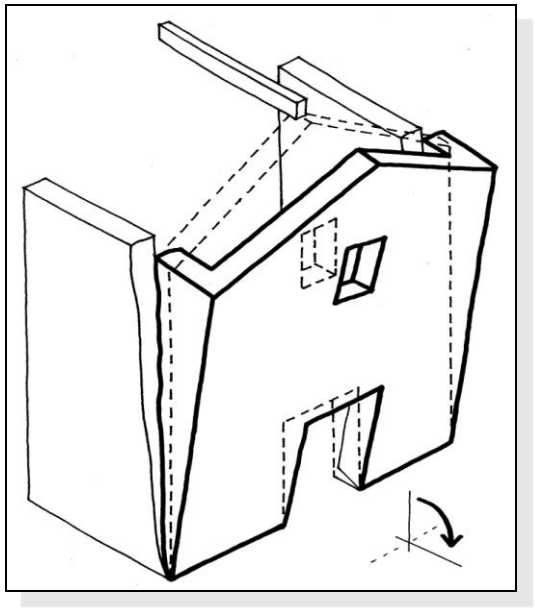
L'uso dell'analisi limite nella risposta sismica

Sistema rigido - le forze sismiche orizzontali sono:

$$F_H = W\, a_{max}/g$$

(forza di trascinamento, senza amplificazione dinamica)





Il problema sismico delle strutture murarie

Analisi a collasso con:

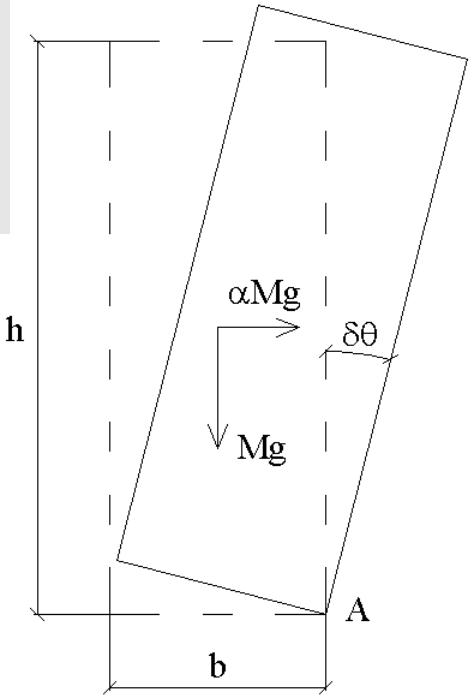
- azioni permanenti costanti
- forze orizzontali proporzionali ai carichi, tramite λ

$$\lambda = a_{max}/g$$

Come definire il meccanismo di collasso?

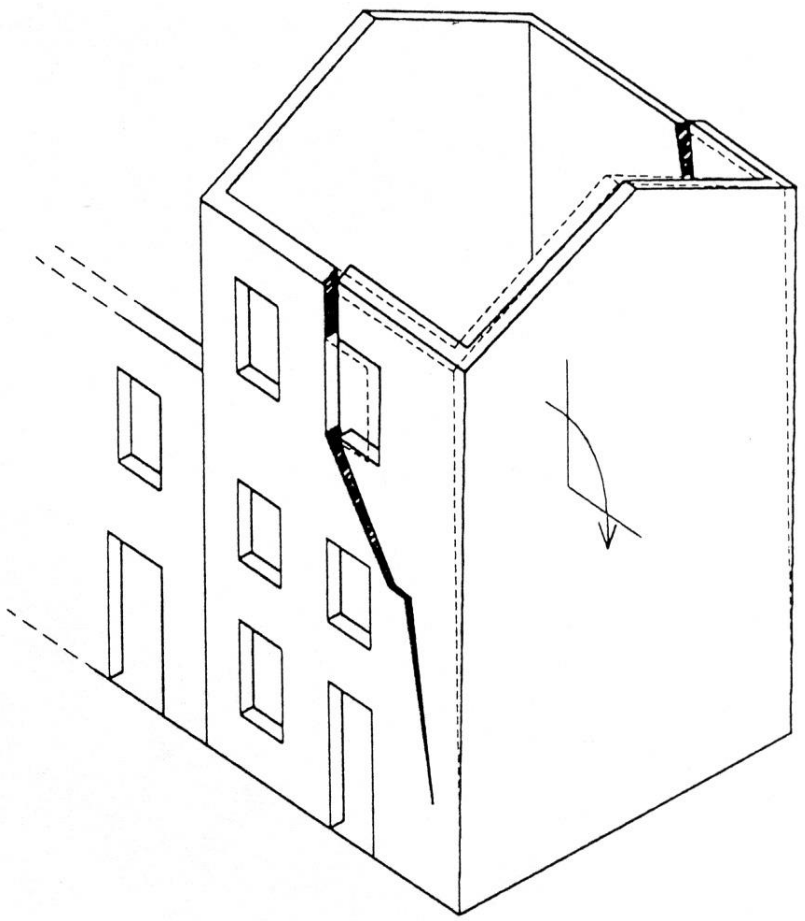
MACROELEMENTO: ad esempio nella chiesa, parte architettonicamente riconoscibile (facciata, abside, arco trionfale), caratterizzata da una risposta sismica sostanzialmente autonoma dal resto della fabbrica

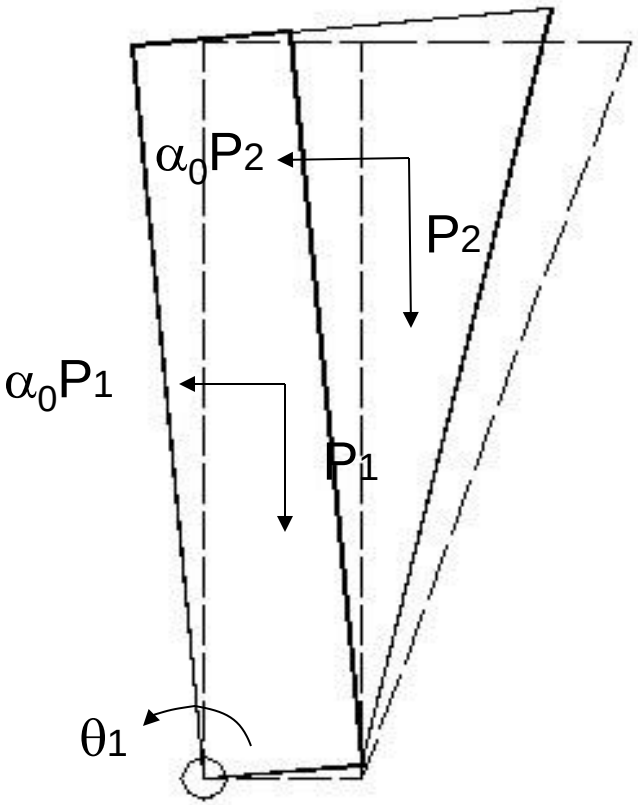
MECCANISMO DI COLLASSO: i diversi modi con i quali giungono a collasso i macroelementi, al variare di geometria e tecniche costruttive, sono stati sistematicamente osservati (Le chiese e il terremoto, abaco della scheda chiese, codici di pratica)



OSSERVAZIONI

- E' necessario individuare correttamente i meccanismi da analizzare

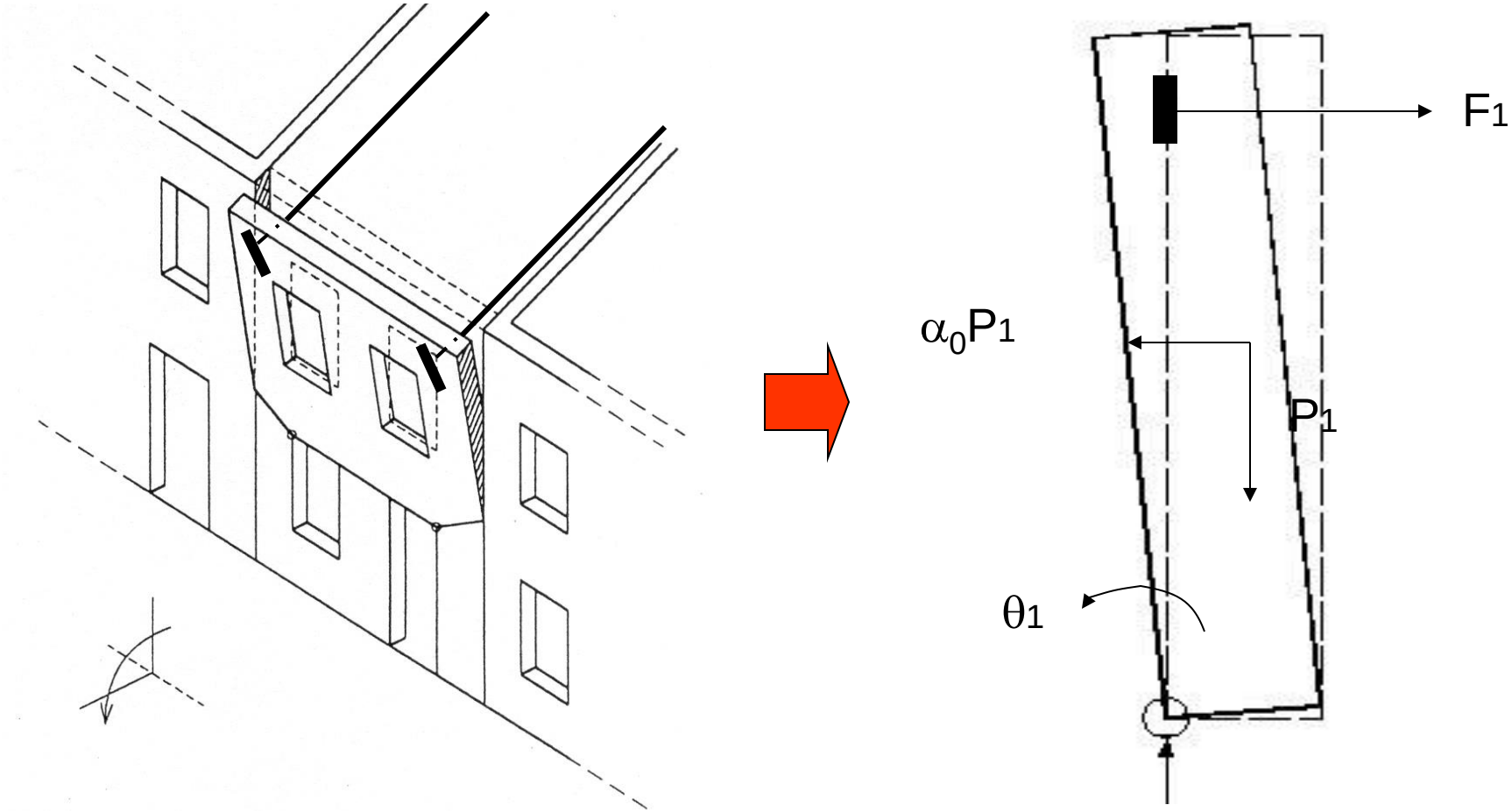




Ribaltamento globale con buon ammorsamento

OSSERVAZIONI

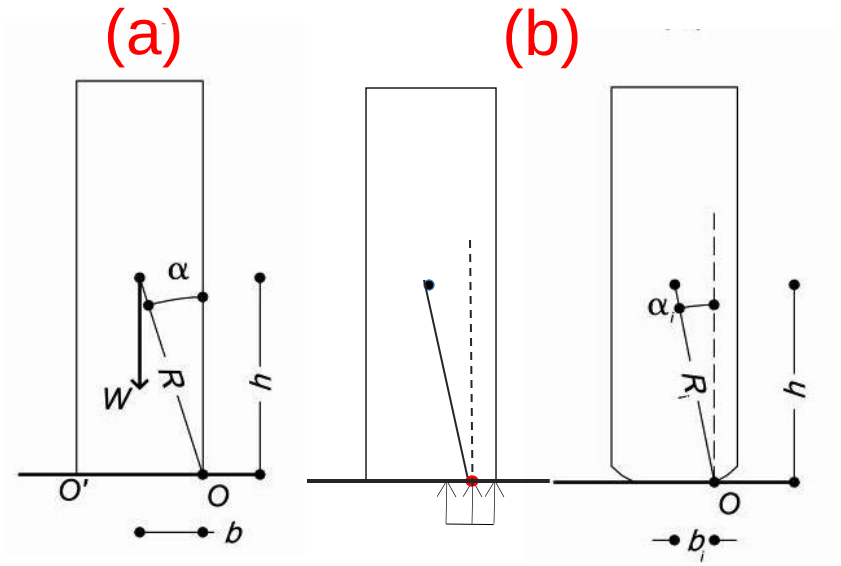
• E' possibile valutare l'efficacia di interventi di rinforzo

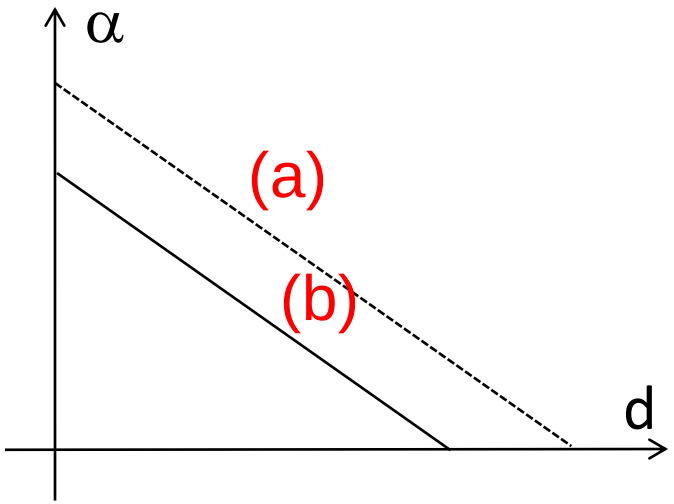


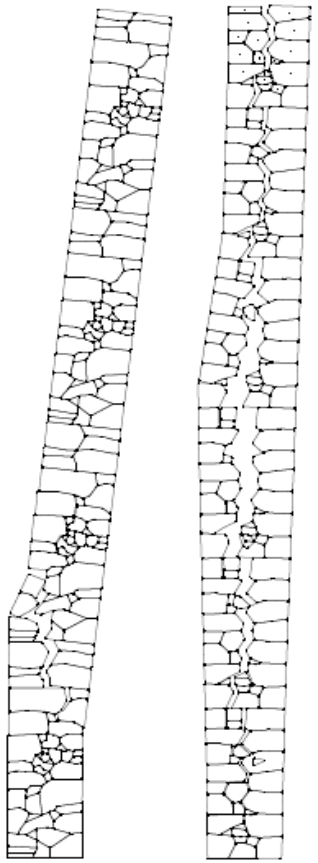
Presenza di incatenamento (forza esterna)

Aspetti che è necessario considerare

1. LIMITATA RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA MURATURA
   - Di solito non è un problema per gli elementi svettanti (che sono poco compressi)
   - È invece molto importante per pareti murarie caricate dai solai (in particolare quando a causa della loro rigidezza gli spostamenti verticali sono impediti)
   - ➔ La cerniera può essere spostata all'interno (stress block)







<u>Criticità</u>: elementi costituiti da muratura irregolare di caratteristiche scadenti non riescono neppure a comportarsi come blocchi rigidi

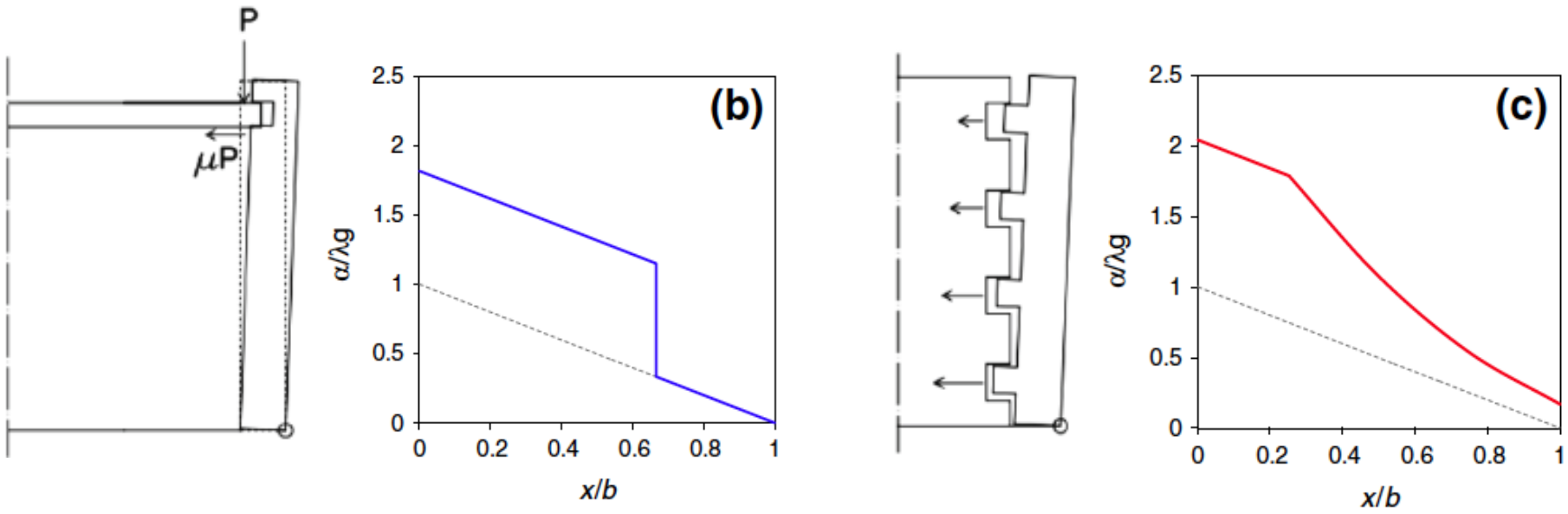
from De Felice, *Int.J. Architectural Heritage*, 2011

Aspetti che è necessario considerare

2. PRESENZA DI VINCOLI ATTRITIVI

- some of the contact surfaces between blocks (crack lines) could be not placed on horizontal bed joints
- the interlocking effect, in particular for regular masonry, activates shear stresses and the friction contribution should be included (even if cohesion is neglected in mortar joints)
- other contributions due to friction are due to simply-supported timber floors

➔ introduction of a positive contribution in the theorem of virtual works



Aspetti che è necessario considerare

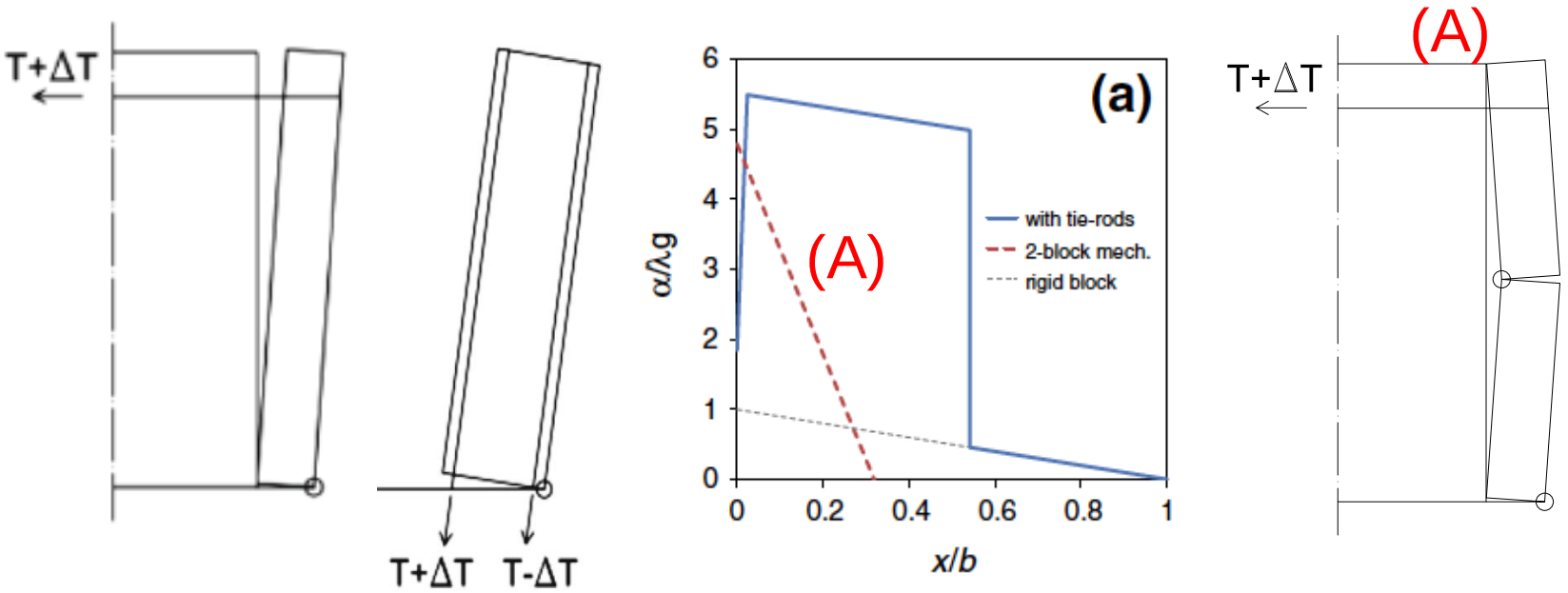
3. PRESENZA DI CATENE O ALTRI ELEMENTI DI COLLEGAMENTO

- tie-rod rigid and with infinite strength ➔ it represents a constraint (the mechanism is prevented and a new mechanism should be considered)
- tie rods are deformable (section/length, anchoring element) and has a limited strength (steel yielding, punching of masonry)

➔ Initial internal action increases the seismic static multiplier

➔ Pushover curve has a rising branch, till to yielding

➔ Then there is constant contribution till to failure of the system of connection



<u>Criticità</u>: è necessario verificare se altri meccanismi sono attivati prima dello snervamento

ROCKING DI BLOCCHI RIGIDI CON ECCITAZIONE SISMICA

- Housner (1963) "The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes"
  - il ribaltamento di blocchi rigidi sottto azione sismica presenta instabilità

- ✓ Ishihama (1982) "Motion of rigid bodies and criteria for overturning by earthquake excitations", Earthq Eng Struct Dyn
  - attivazione del rocking e ribaltamento dipendono da PGA, PGD e PGV

- ✓ Makris and Konstantinidis (2003) "The rocking spectrum and the limitation of practical design methodologies", Earthq Eng Struct Dyn
  - il rocking non è riconducibile all' oscillatore elastico equivalente (rocking spectra)

- ✓ DeJong and Dimitrakopoulos (2014) "Dynamically equivalent rocking structures", Earthq Eng Struct Dyn
  - identificazione di impulsi elementari equivalenti da accelerogrammi

→ Pareti in muratura non sono blocchi rigidi (deformazione, dissipazione)

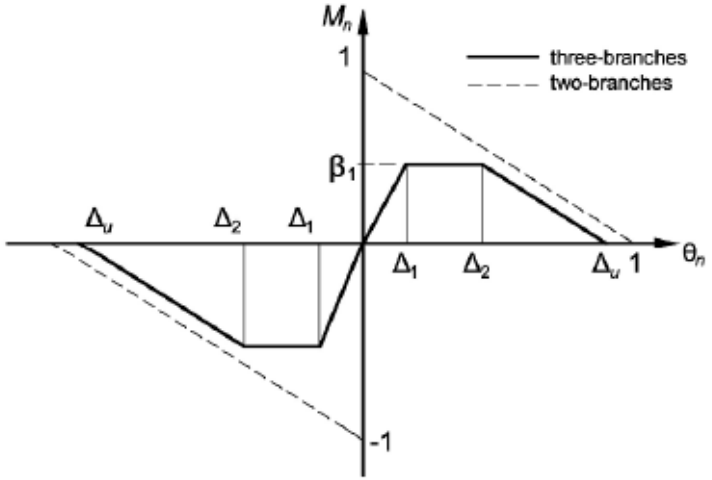
APPROCCIO AGLI SPOSTAMENTI PER IL ROCKING

- Priestley et al. (1978) "Seismic response of structures free to rock on their foundation", Bull NZ Nat Soc Earthq Eng 11(3)

  - calcolo della domanda di spostamento su un oscillatore nonlineare equivalente con uno spettro di risposta in spostamento

- ✓ Doherty, Griffith, Lam and Wilson (2002) "Displacement-Based analysis for out-of-plane bending of seismically loaded unreinforced masonry walls", Earthq Eng Struct Dyn

  - definizione del modello trilineare



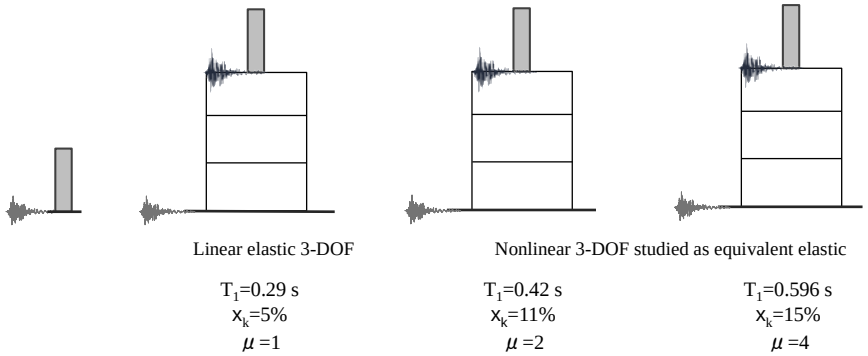
- ✓ Lagomarsino (2015) "Seismic assessment of rocking masonry structures", BEE 13

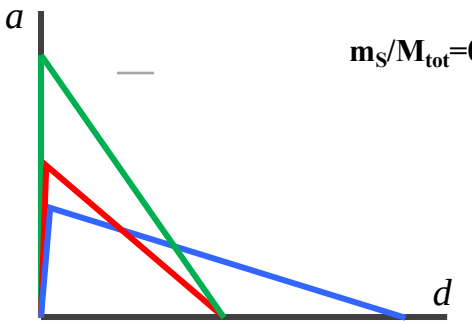
  - generalizzazione ad altri meccanismi locali fuori dal piano e agli archi-piedritto

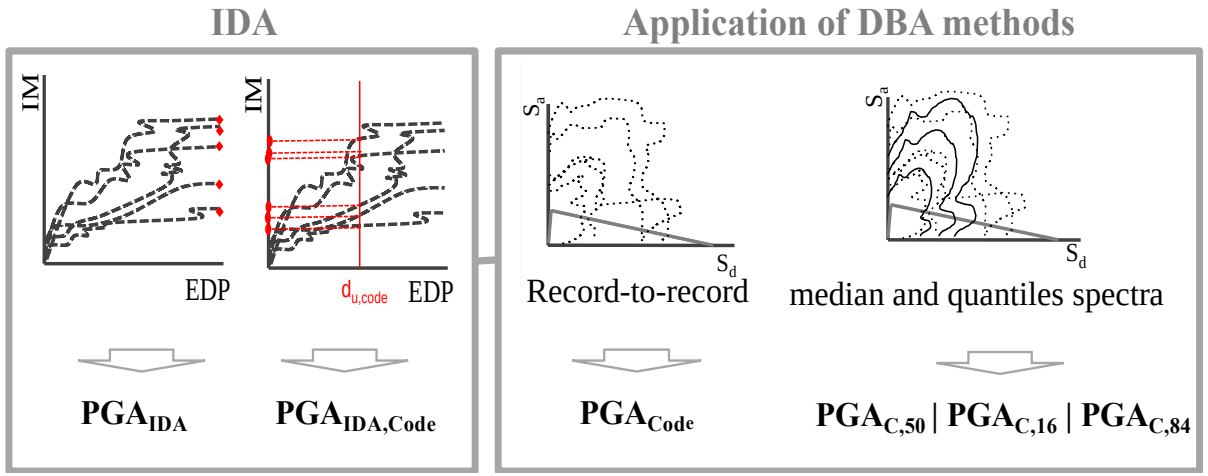
→ Implementazione nelle norme per l'uso in ambito professionale

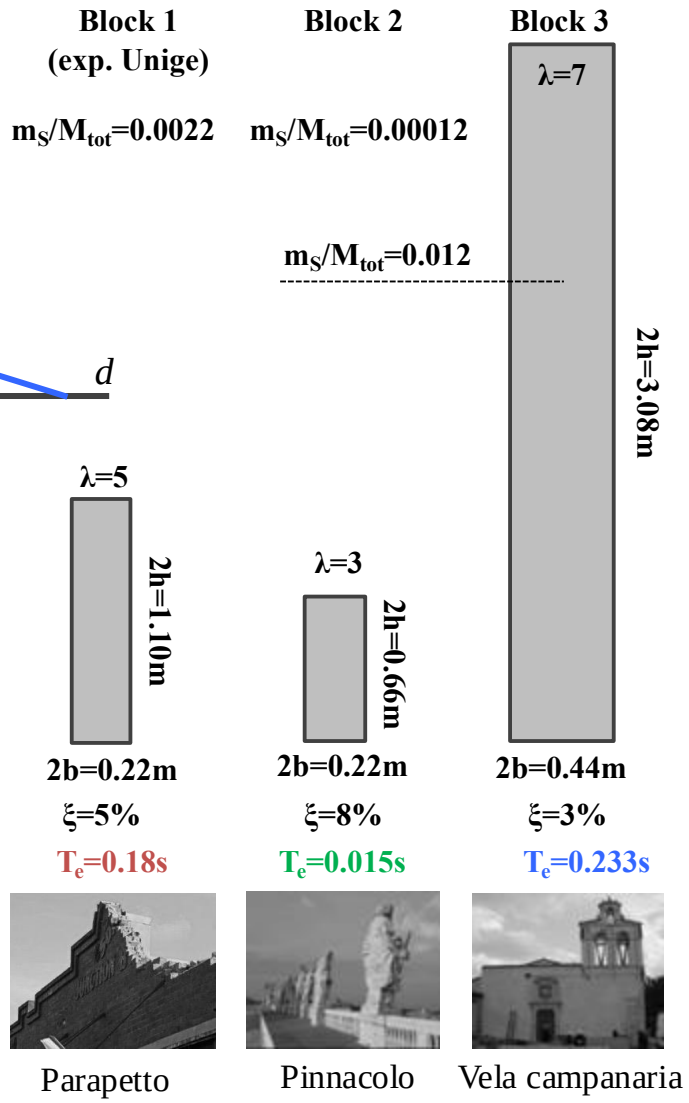
VALIDAZIONE DELL'APPROCCIO IN SPOSTAMENTI

- Analisi dinamiche nonlineari (IDA) con 648 records (Degli Abbati S., PhD thesis, 2016)







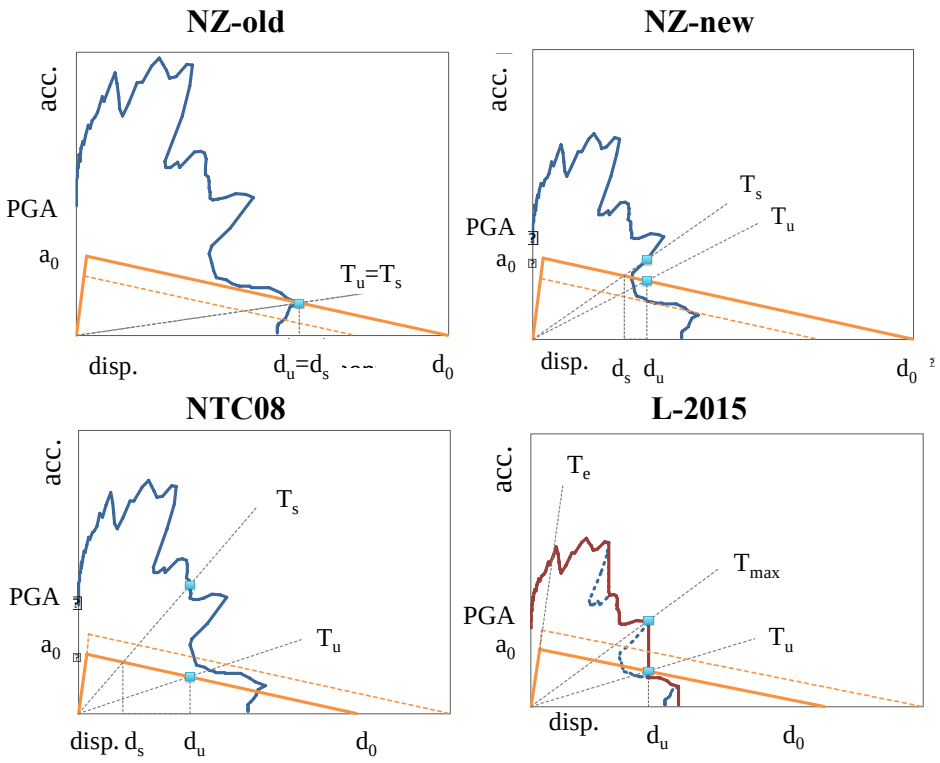


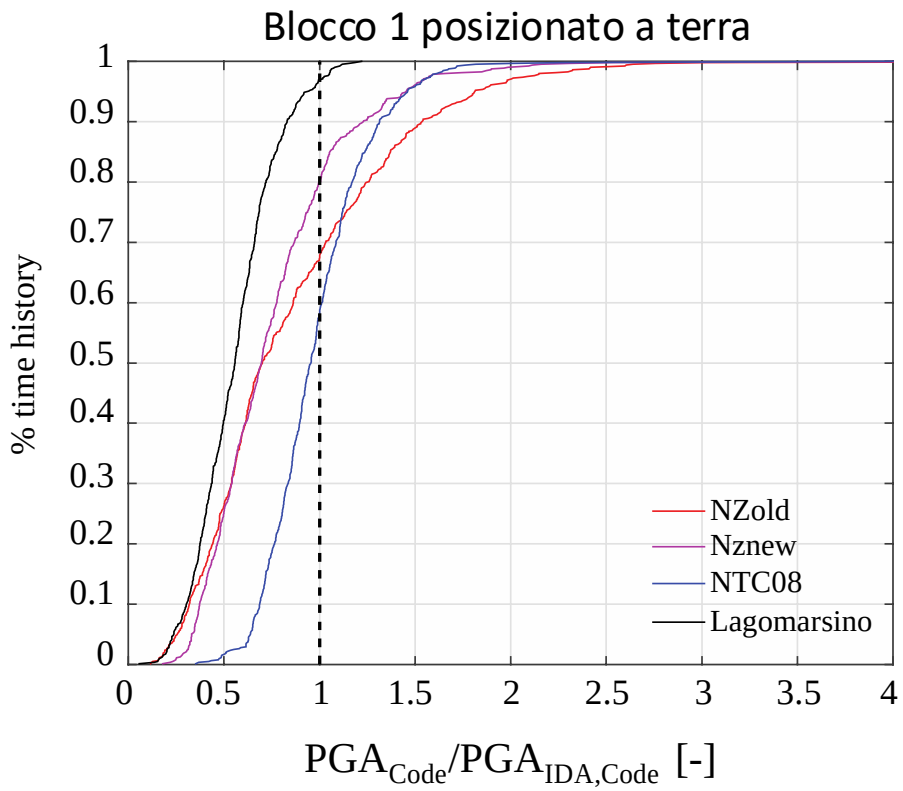
VALIDAZIONE DELL'APPROCCIO IN SPOSTAMENTI

Implementazione nelle normative

- Definizione degli stati limite
- Domanda di spostamento da spettro sovrasmorzato e con periodo secante opportuno

-> valutazione dell'accuratezza e affidabilità del metodo





C8.7.1.2.1.6 Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)

La verifica a stato limite ultimo può essere eseguita con riferimento ad uno dei due stati limite (**SLV** o **SLC**) individuati sulla curva di capacità attraverso opportune soglie dello spostamento spettrale *d*.

SLV: lo spostamento d_{SLV} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

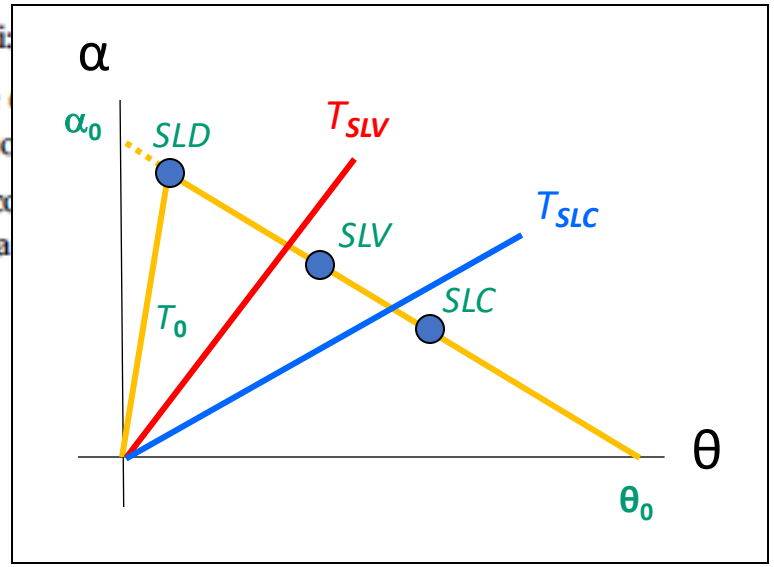
- il 40% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale a valutata su una curva di capacità in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
- lo spostamento corrispondente a situazioni nelle quali si verifichino rotture di elementi, quali catene o altri collegamenti, che, pur non comportando problemi di equilibrio, producano una riduzione della capacità, in termini di accelerazione, superiore al 50% del valore massimo; ovviamente non devono verificarsi le condizioni di seguito indicate per lo **SLC** (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte).

SLC: lo spostamento d_{SLC} corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 60% dello spostamento d_0 per cui si annulla l'accelerazione spettrale
  considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al co
- lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili co
  esempio sfilamento di travi, collasso di volte), nei casi in cui questo sia

$$T_{SLV} = 1{,}68\pi\sqrt{\frac{d_{SLV}}{a(d_{SLV})}} \qquad T_{SLC} = 1{,}56\pi\sqrt{\frac{d_{SLC}}{a(d_{SLC})}}$$

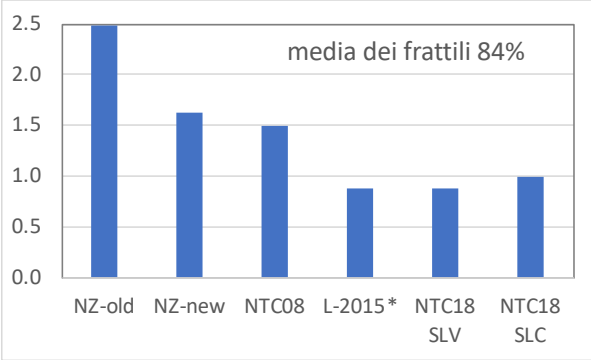
$$d_{SLV} = S_{eZ}(T_{SLV}, \xi, z)\frac{T_{SLV}^2}{4\pi^2}\left(\geq S_{eZ}(T_1, \xi, z)\frac{b^2T_1^2}{4\pi^2} \quad per T_{SLV} > bT_1\right)$$

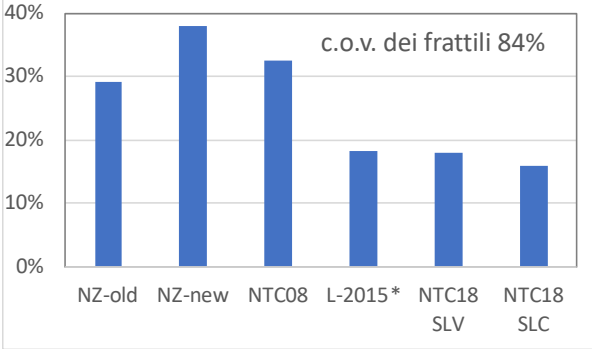


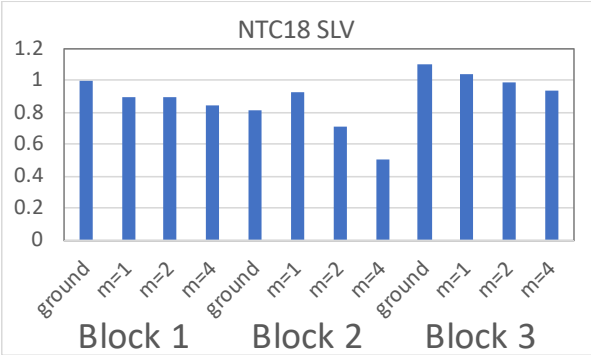
VALIDAZIONE DELL'APPROCCIO IN SPOSTAMENTI

PGA_{code} / $PGA_{IDA,code}$

			NZ-old	NZ-new	NTC08	L-2015*	NTC18 SLV	NTC18 SLC
Block 1 (Parapetto)	Ground floor	Median	0.72	0.69	0.95	0.52	0.58	0.59
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.61	0.45	0.27	0.41	0.33	0.38
	μ=1	Median	1.05	1.01	1.11	0.52	0.54	0.58
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.54	0.38	0.25	0.32	0.31	0.33
	μ=2	Median	1.09	0.98	0.97	0.58	0.60	0.61
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.53	0.41	0.26	0.27	0.24	0.29
	μ=4	Median	1.11	0.64	0.66	0.52	0.54	0.61
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.52	0.42	0.29	0.30	0.27	0.27
Block 2 (Pinnacolo)	Ground floor	Median	0.48	0.44	0.69	0.36	0.42	0.43
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.66	0.46	0.29	0.46	0.40	0.43
	μ=1	Median	0.81	0.83	0.88	0.54	0.60	0.56
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.59	0.44	0.27	0.29	0.26	0.30
	μ=2	Median	0.83	0.51	0.54	0.45	0.46	0.54
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.61	0.39	0.25	0.28	0.26	0.27
	μ=4	Median	0.63	0.26	0.51	0.29	0.30	0.40
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.56	0.37	0.26	0.33	0.32	0.30
Block 3 (Vela)	Ground floor	Median	1.17	0.95	1.19	0.61	0.65	0.68
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.59	0.42	0.28	0.36	0.32	0.36
	μ=1	Median	1.41	1.22	1.39	0.52	0.53	0.57
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.52	0.40	0.29	0.41	0.41	0.44
	μ=2	Median	1.48	1.25	1.35	0.56	0.58	0.61
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.53	0.39	0.27	0.32	0.32	0.36
	μ=4	Median	1.56	1.23	1.22	0.57	0.58	0.62
		$b_{PGACode/PGAIDA,Code}$	0.51	0.39	0.26	0.30	0.29	0.31





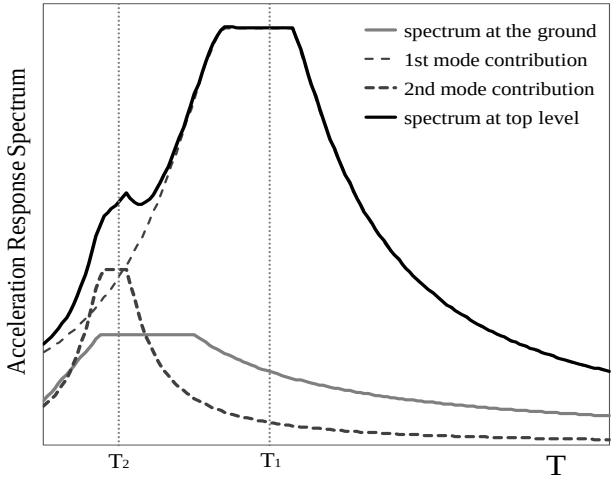


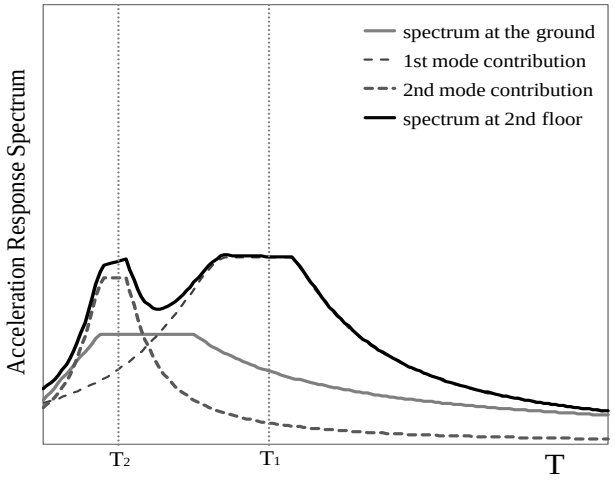
- SPETTRI DI PIANO: 3 formulazioni proposte (importanza dello spettro in spostamento)

$$S_{eZ}(T,x,z)=\sqrt{\sum S_{eZ,k}^{2}(T,x,z)} \quad \left(\geq S_e(T,x) \quad per\ T>T_1 \right)$$

$$S_{eZ,k}(T,x,z)=\begin{cases} \dfrac{1.1\,x_k^{-0.5}h(x)\,a_{Z,k}(z)}{1+\left[1.1\,x_k^{-0.5}h(x)-1\right]\left(1-\dfrac{T}{aT_k}\right)^{1.6}} & T<a\,T_k \\ 1.1\,x_k^{-0.5}h(x)\,a_{Z,k}(z) & a\,T_k \le T \le b\,T_k \\ \dfrac{1.1\,x_k^{-0.5}h(x)\,a_{Z,k}(z)}{1+\left[1.1\,x_k^{-0.5}h(x)-1\right]\left(\dfrac{T}{bT_k}-1\right)^{1.2}} & T>b\,T_k \end{cases}$$

$$a_{Z,k}(z)=S_e(T_k,x_k)\left|g_k y_k(z)\right|\sqrt{1+0.0004x_k^2}$$

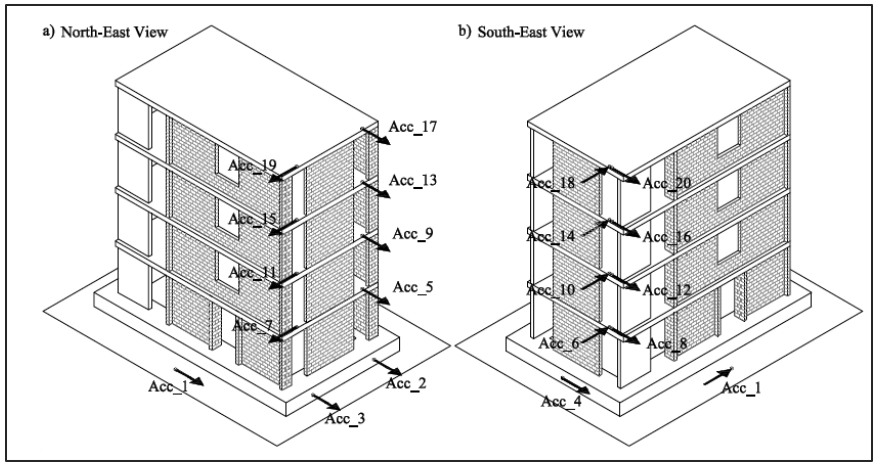




Degli Abbati et al. (2018) *Earthquakes and Structures*, 15(5)

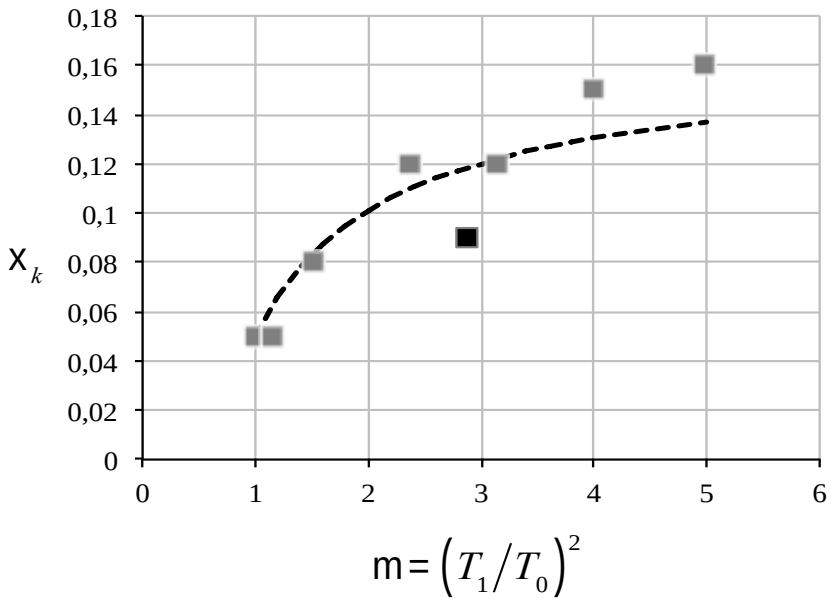
VALIDAZIONE DEGLI SPETTRI DI PIANO DA PROVE SU TAVOLA VIBRANTE

- Data from: BEYER et al. 2015
- Shake-table tests on half-scale 4-storey samples with RC and URM walls coupled by RC slabs
- Input: Montenegro earthquake (1979)
- Record scaled to match PGA from 0.05g to 0.9g

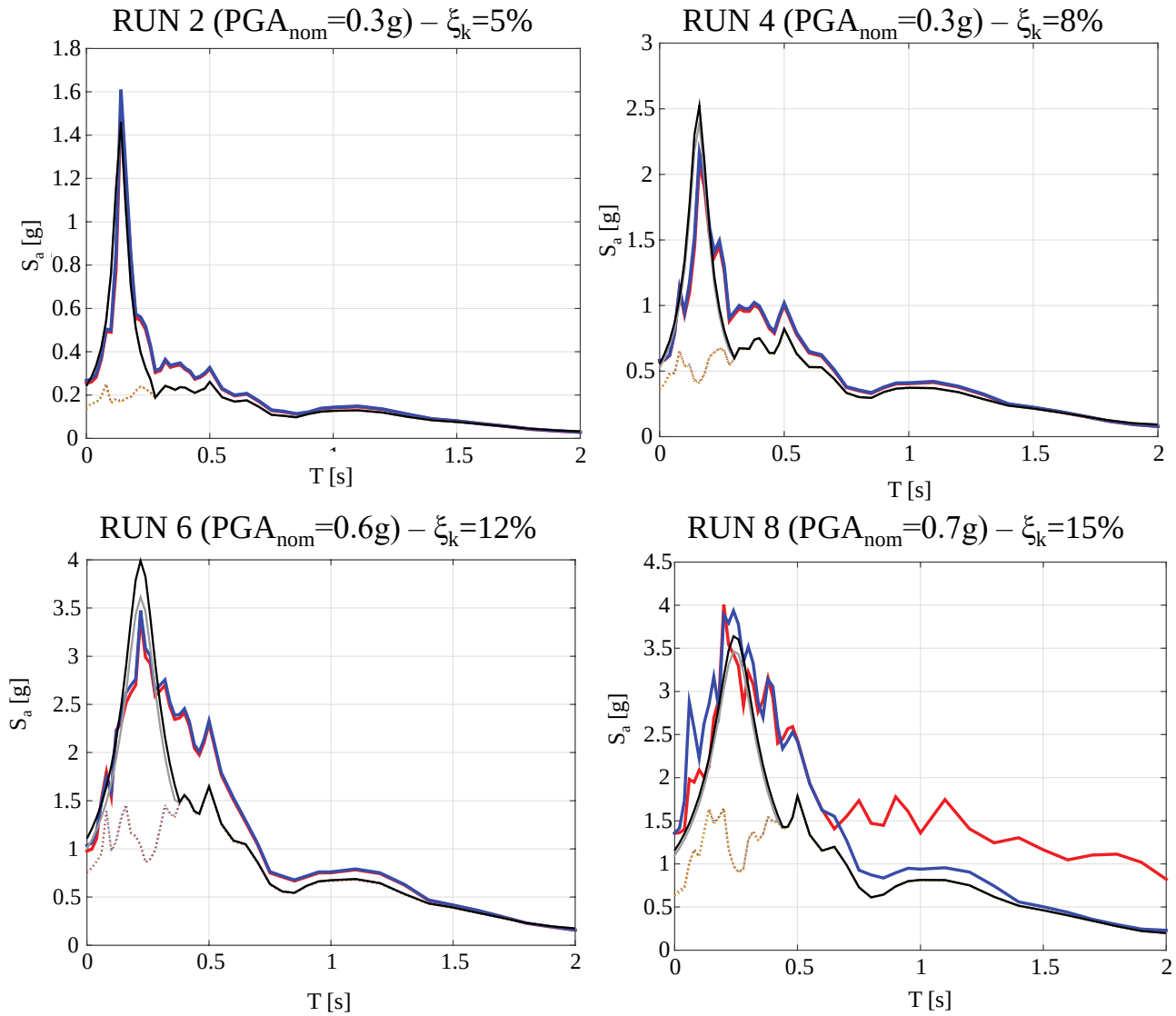


VALIDATION BOTH IN LINEAR AND NONLINEAR BEHAVIOUR

Parameters (T_1, γ, ψ) directly obtained by experimental results without calibration.



VALIDAZIONE DEGLI SPETTRI DI PIANO DA PROVE SU TAVOLA VIBRANTE



4th Floor

Analytical Floor Spectra:

- with γ and Ψ from PFA
- with γ and Ψ from $S_{a,zk}(T_k)$

Experimental Floor Spectra:

- Floor Spectra (from sensors at the level)
- Input Response Spectra (from sensors at the foundation)

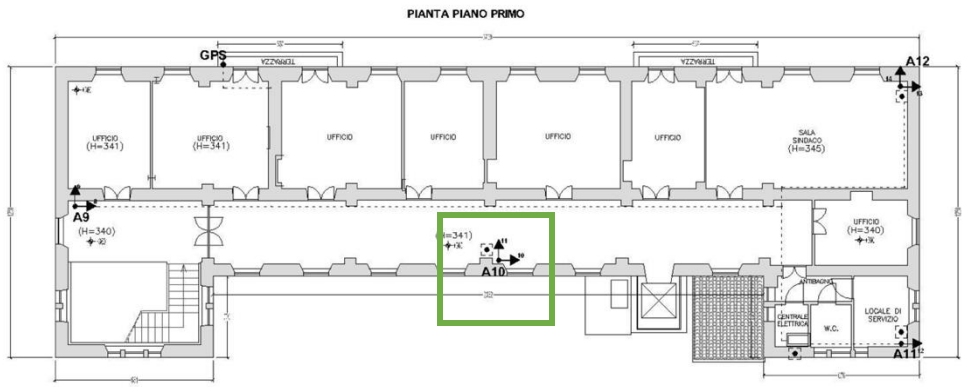
$$PFA_k = S_a(T_k)h(x_k)\left|g_k y_k(z)\right|\sqrt{1+4x_k^2}$$

$$S_{a,zk}(T_k) = \frac{PFA_k}{\sqrt{A}} \qquad A = x_k^{1.2}$$

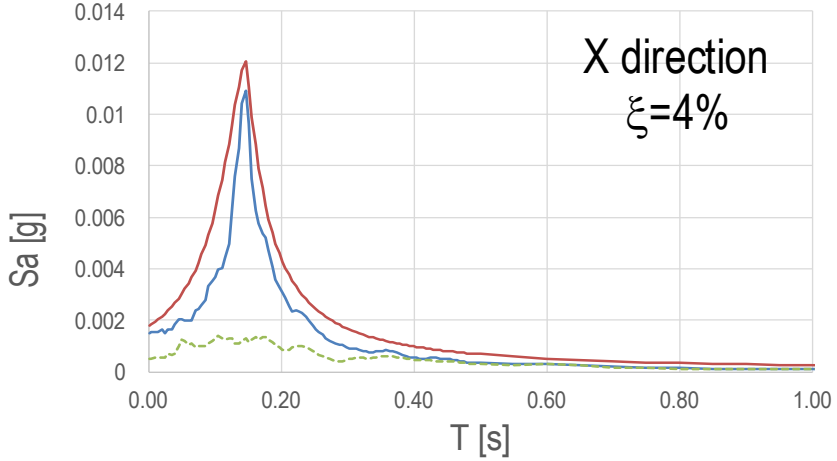
VALIDAZIONE DEGLI SPETTRI DI PIANO DA EDIFICI MONITORATI

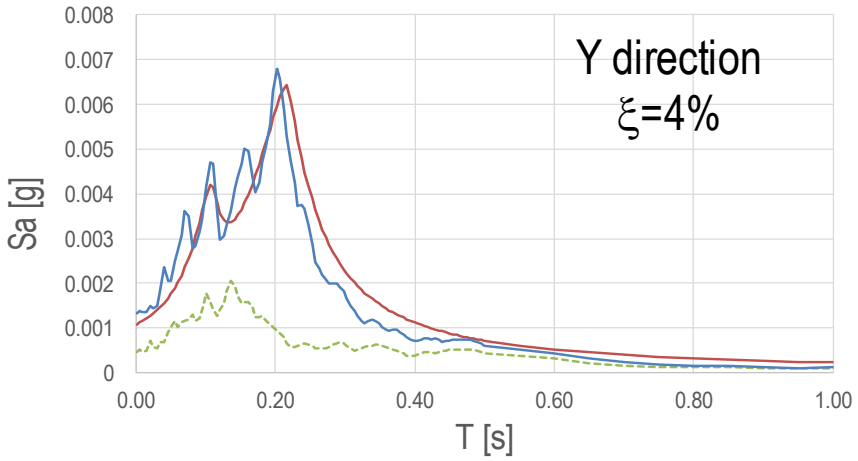
- Dolce et al. (2017) "Osservatorio sismico delle strutture: the Italian structural seismic monitoring network", Bulletin of Earthquake Engineering 15

Pizzoli City Hall



25/07/2015 minor event



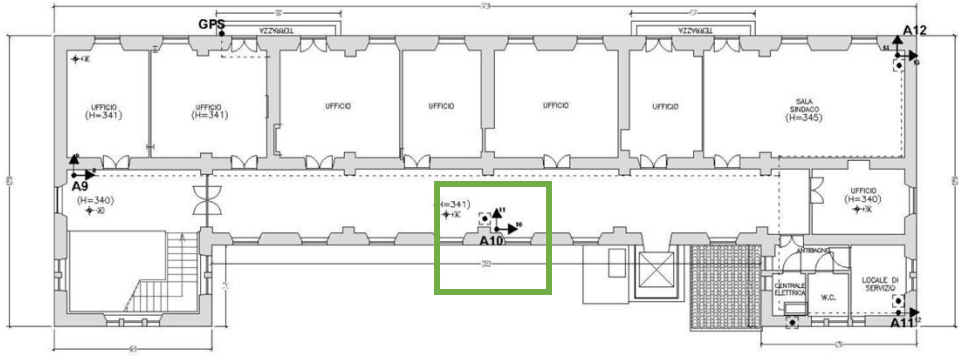


Experimental (25/07/2015) Analytical Response spectum at the base

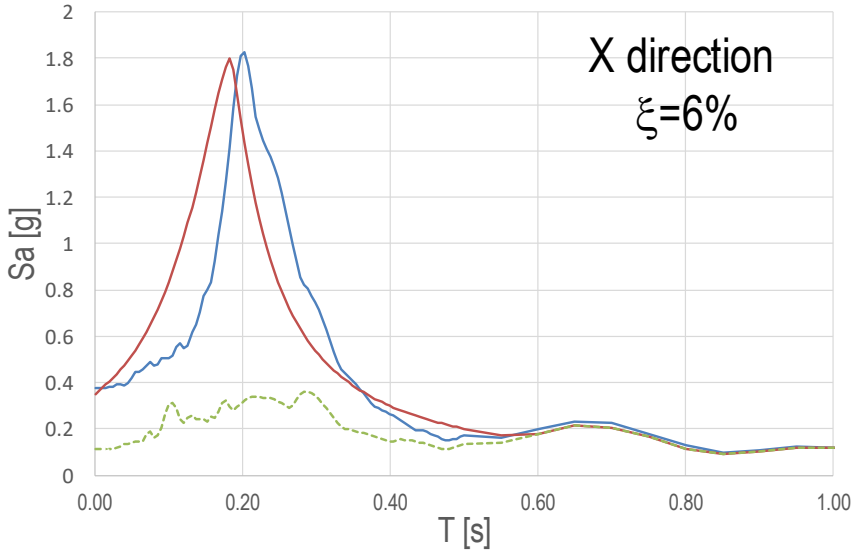
Validazione degli spettri di piano da edifici monitorati

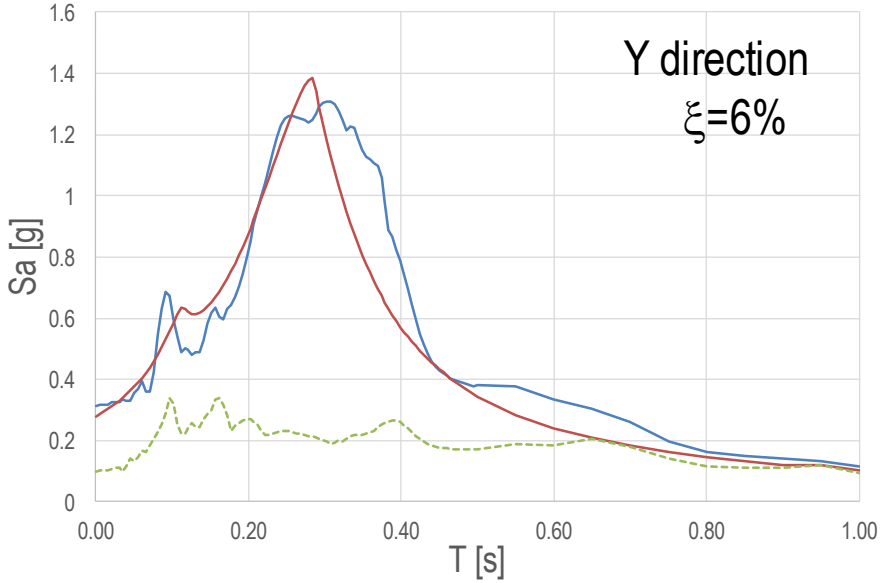
Pizzoli City Hall

2nd floor – Sensors' localization



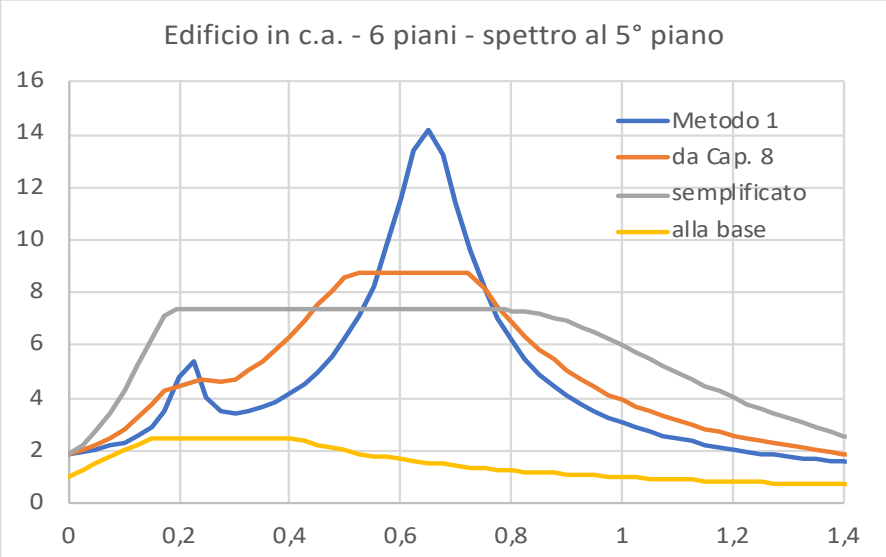
18/01/2017 earthquake

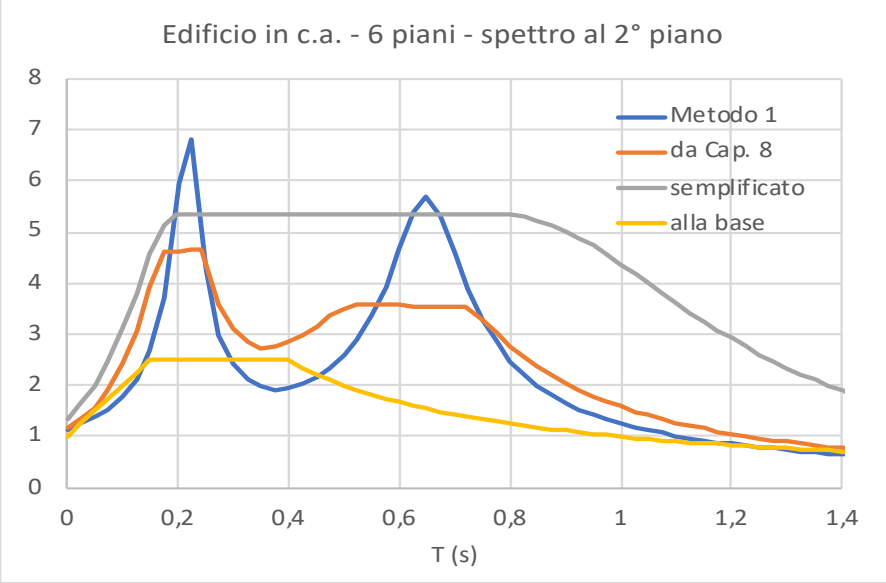


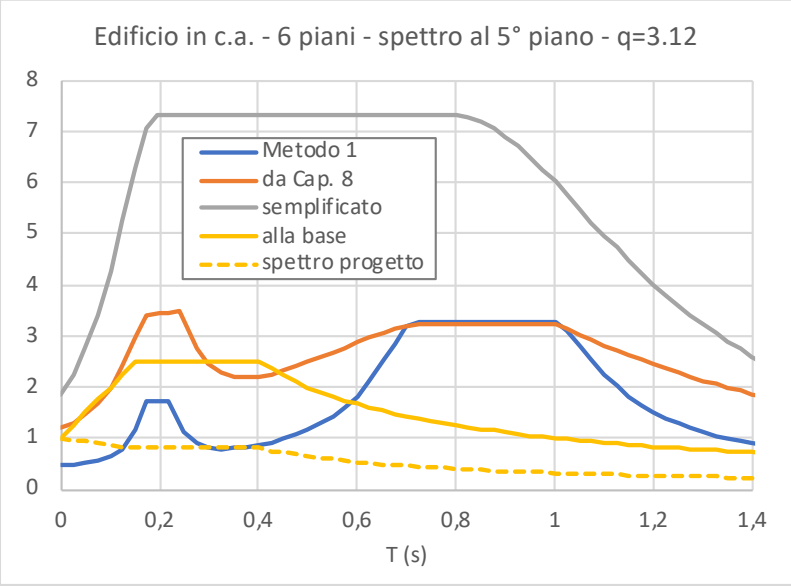


Experimental (18/01/2017) — Analytical — Response spectum at the base

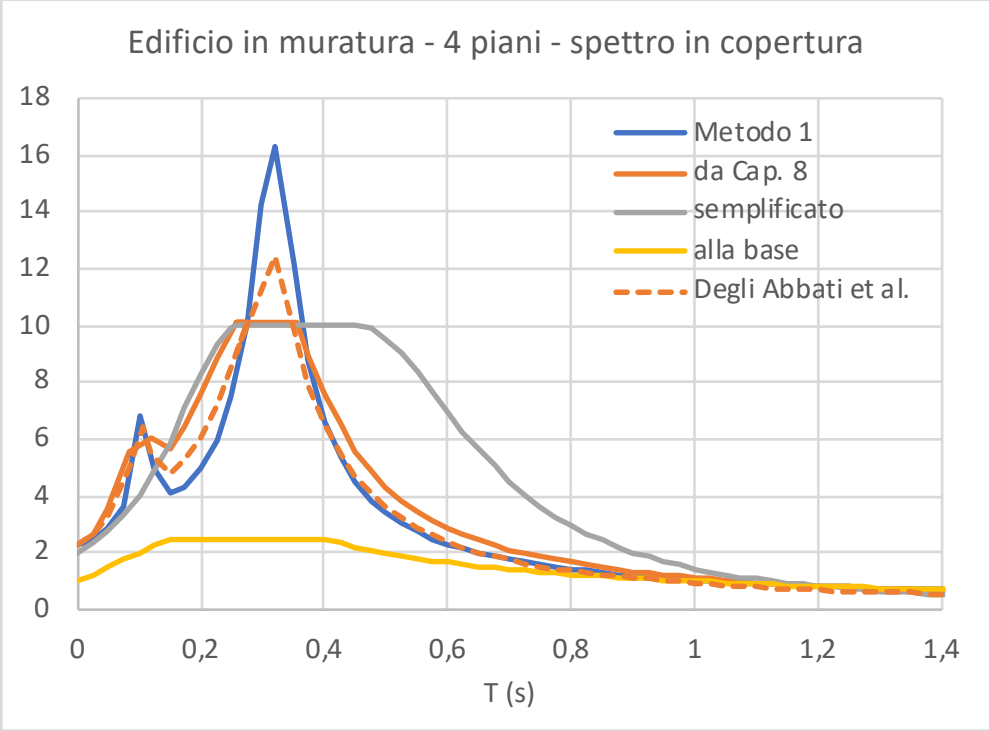
Spettri di piano nella Circolare 2019

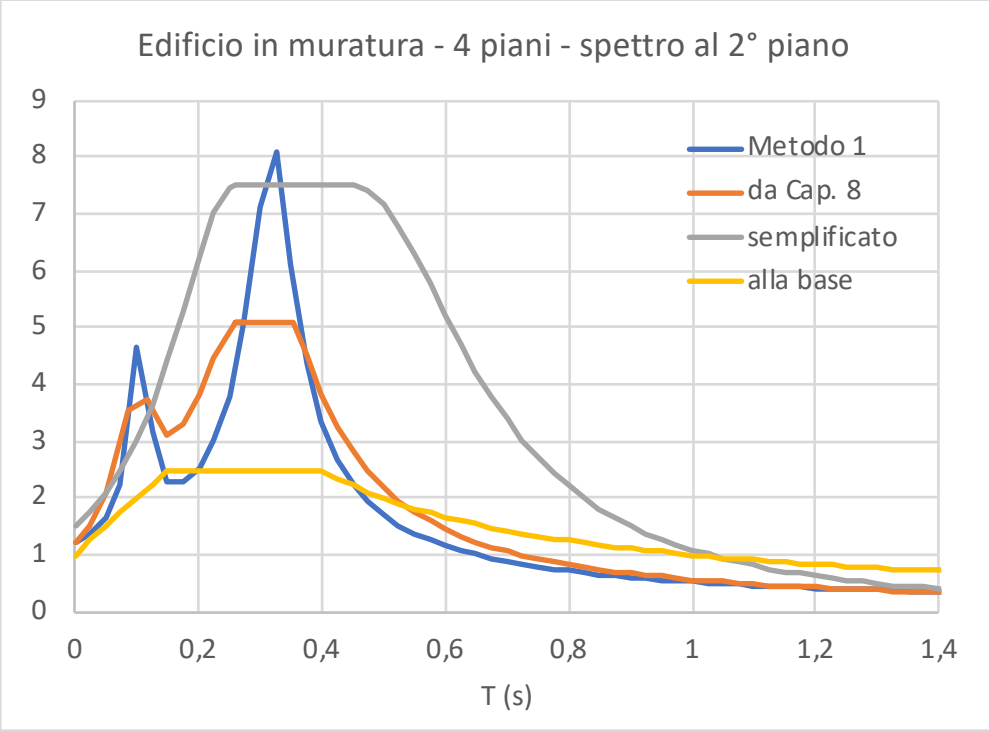






Spettri di piano nella Circolare 2019





Conclusioni

1. Migliorare l'efficacia delle connessioni

Conclusioni

2. Il comportamento scatolare aumenta il danno nel piano

Conclusioni

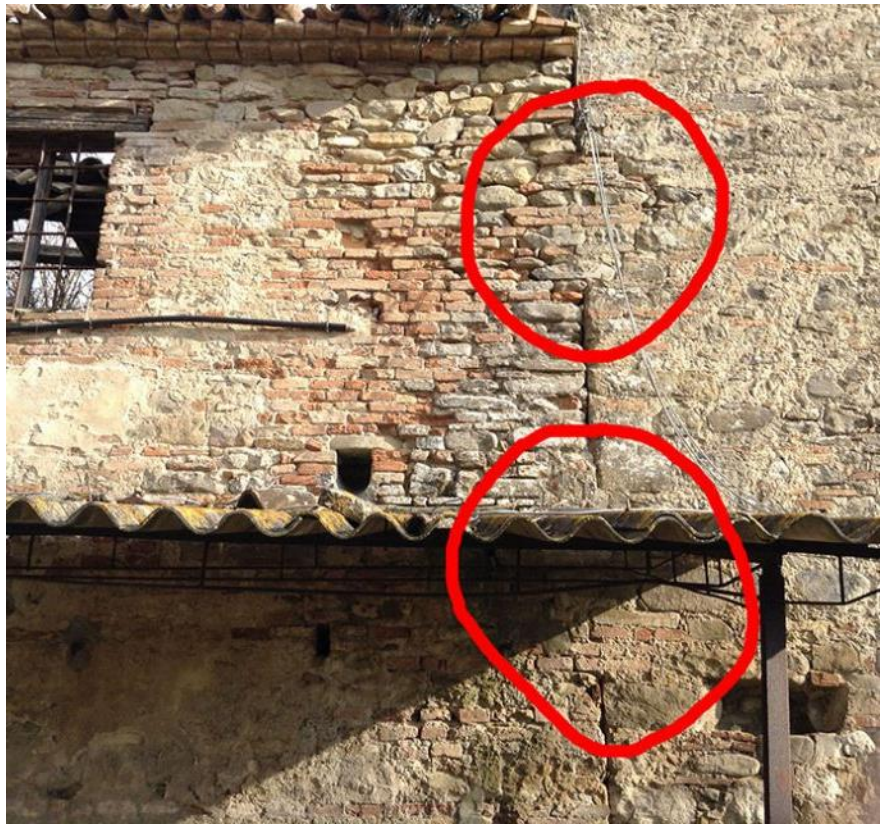
3. Favorire i meccanismi flessionali rispetto a quelli a taglio

Fessurazione diagonale

Pressoflessione

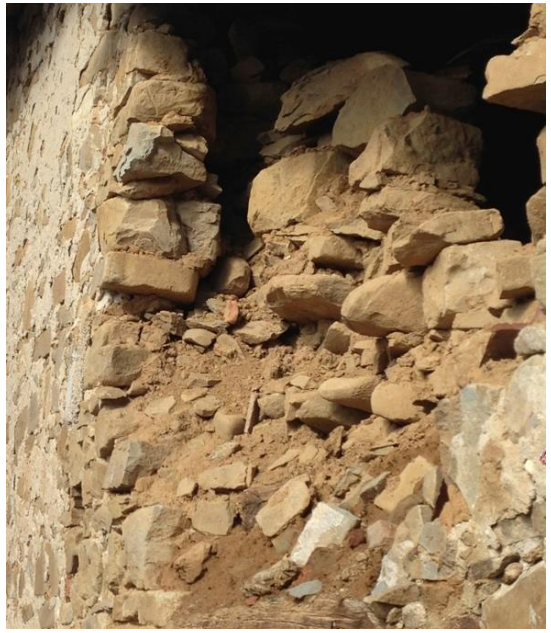
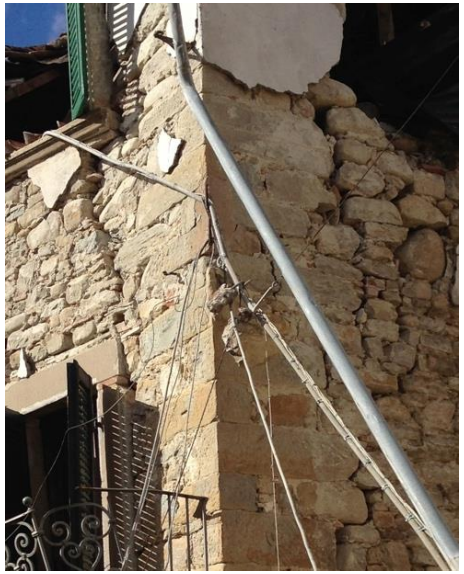
Tali meccanismi hanno maggiore capacità di spostamento (drift) e facilità di riparazione:

- Rinforzare a taglio i pannelli murari
- Evitare di bloccare i giunti



Conclusioni

4. Imparare dal terremoto ed evitare interventi invasivi

Conclusioni

5. Evitare l'accanimento terapeutico