



# LE NUOVE NTC 2018

# PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI

Roma, 9 Ottobre 2020



Prof. Ing. Michele Betti

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze
michele.betti@unifi.it







# PROGAMMA LAVORI

Ore 9.30 - 10.45

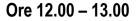
LE STRUTTURE IN MURATURA SECONDO LE NUOVE NTC 2018 - GLI EDIFICI IN MURATURA

Ore 10.45 – 11.00

Pausa

Ore 11.00 - 12.00

LA CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI TRAMITE LE PROVE DI LABORATORIO





PROGETTAZIONE INTERVENTI LOCALI E CINEMATISMO DELLE MURATURE

Ore 12.00 - 13.00

Lunch

Ore 14.00 – 14.30

**CASO DI STUDIO DI INTERVENTO LOCALE** 

Ore 14.30 - 15.45

**MODELLAZIONE E ANALISI COMPUTERIZZATA** 

Ore 15.45 - 16.45

CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE MEDIANTE L'IMPIEGO DI MATERIALI COMPOSITI FRCM e SRG

Ore 16.45 - 17.00

**Pausa** 

Ore 17.00 - 18.00

LA SICUREZZA IN CANTIERE

Ore 18.00 - 18.30

Confronto, Dibattito e Chiusura Lavori

# 8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE (VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE)

Nella progettazione di interventi sulle costruzioni esistenti, specie se soggette ad azioni sismiche, particolare attenzione sarà posta agli aspetti che riguardano la duttilità. Si dovranno quindi assumere le <u>informazioni necessarie a valutare se i dettagli costruttivi, i materiali utilizzati e i meccanismi resistenti siano in grado di sostenere cicli di sollecitazione o deformazione anche in campo anelastico.</u>



### **C8.7 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI**

VALUTAZIONE E PROGETTAZIONE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Il § 8.7 contiene indicazioni sia sulle modalità di verifica che sulle caratteristiche dei principali interventi da applicare agli edifici esistenti, in funzione delle specifiche tipologie costruttive, per migliorarne il comportamento strutturale e aumentarne la sicurezza. Tali indicazioni sono anche utili per la valutazione della sicurezza degli edifici nello stato di fatto.

Con riferimento a quanto espresso nel § C8.3 si precisa che, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sismiche sopportabili dalla struttura, nella combinazione di carico sismica si considerano i carichi permanenti effettivi e quelli variabili previsti dalle NTC.

Per le costruzioni esistenti a struttura prevalentemente lignea, per le quali non sono date indicazioni specifiche, si rimanda al §4.4 delle NTC.

### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Non vi sono cambiamenti significativi;

Si riportano SOLO le maggiori variazioni

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC.

In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso.

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete (...).

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla <u>rigidezza dei solai</u> nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

- a) Solai modellabili come infinitamente rigidi,
- solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche),
- c) solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso a) è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidezza e alla posizione in pianta delle varie pareti.

Nel caso c) ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.

Nella situazione intermedia tra questi due casi limite (...), la risposta può essere ottenuta inserendo nel modello della costruzione le caratteristiche meccaniche di ciascun solaio orizzontale, ove ragionevolmente identificabili.

In via approssimata e in alternativa alla modellazione esplicita dei diaframmi, (...) è possibile riferirsi ai casi limite di analisi con solai infinitamente rigidi e analisi per singole pareti.

### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla <u>rigidezza dei solai</u> nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si può fare riferimento a tre situazioni:

a) Solai modellabili come infinitamente rigidi,

con solaio deformabile

e senza cordolo

In via appr

riferirsi ai c

- b) solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche),
- c) solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso a) è consentita la ripartizione delle azioni orizzontali in base alla capacità di resistenza, alla rigidezza e alla posizione in pianta delle varie pareti.

Nel caso c) c influenza de trasmesse da Nella situazi modello de ragionevolm

con cordolo e con

solaio deformabile

è possibile

eti.

con cordolo e con

solaio rigido

### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Nei casi di edifici articolati (in particolare con porzioni realizzate in epoche successive) e in tutti i casi nei quali mancano adeguate connessioni tra solai e pareti, la ridistribuzione delle azioni sismiche è soggetta ad incertezze; al riguardo le coperture lignee a falde devono essere considerate con particolare attenzione a causa delle loro difficoltà di connessione con le murature.

Quando la costruzione, per la presenza di orizzontamenti di rigidezza trascurabile o di una maglia muraria diradata e/o non sufficientemente connessa, non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, la verifica sismica globale può essere svolta attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali su macroelementi, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sugli elementi considerati e si tenga eventualmente conto delle forze che si assume vengano scambiate tra i diversi sottosistemi strutturali.

Rientrano in queste situazioni, ad esempio, le grandi chiese o gli edifici estesi di geometria complessa, privi di efficaci e diffusi sistemi di collegamento tra le diverse porzioni, caratterizzati da numerosi modi di vibrazione locali.

Nella valutazione della sicurezza sismica di un edificio è anche necessario considerare il comportamento di elementi quali i **cornicioni**, i **comignoli**, i **muri divisori** e di altri elementi non pensati per avere funzioni strutturali; queste verifiche hanno carattere locale e, in genere, non sono ricomprese nei modelli per l'analisi globale.

### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Le esperienze maturate nel corso di passati eventi sismici evidenziano che i meccanismi di dissesto sono favoriti da:

- assenza di connessioni, soprattutto in sommità, tra le diverse pareti di muratura;
- assenza di connessioni efficaci tra pareti ortogonali;
- assenza di connessioni trasversali tra i paramenti murari di una parete;
- muratura comunque poco coesa e facilmente disgregabile;
- presenza di elementi spingenti (archi, volte, cupole, puntoni di copertura) la spinta dei quali non sia efficacemente trasferita a elementi strutturali adeguatamente resistenti;
- presenza di orizzontamenti voltati di limitato spessore e soggetti a significativi spostamenti delle imposte (in particolare ai piani alti dell'edificio);
- coperture e/o solai male organizzati e/o mal collegati alle pareti;
- presenza di pareti eccessivamente snelle;
- presenza, ai piani alti, di masse di entità significativa (anche dovute a sopraelevazioni successive);
- presenza di fenomeni di degrado nei materiali.
- presenza di elementi non strutturali non adeguatamente ancorati o di per sé fragili e poco resistenti (cornicioni, timpani di facciata, camini, elementi di decoro, serbatoi, apparecchiature impiantistiche ecc.);
- presenza di corpi di fabbrica di differente altezza.

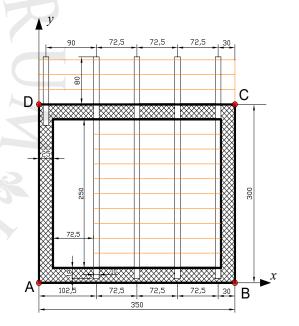


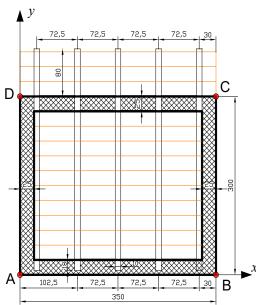
Prototipo URM

Confronto tra due approcci di modellazione numerica:

- i) Modello numerico costruito utilizzando la tecnica degli elementi finiti (FEM);
- ii) Approccio semplificato a macro-elementi (MEM).

Entrambi i modelli sono stati impiegati per eseguire analisi statiche e dinamiche non lineari. I principali risultati delle analisi sono confrontati in termini di parametri di interesse ingegneristico: accelerazioni, spostamenti e taglio di base.





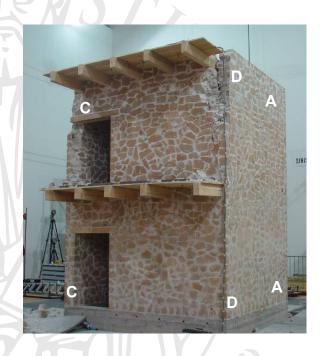
# Modalità di collasso sperimentale

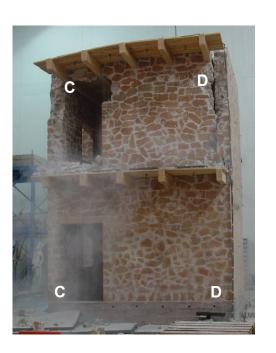




Sviluppo di una lesione verticale in corrispondenza dell'intersezione tra le pareti AD e CD dopo i test con PGA nominale (sx) 0.25g e (dx) 0.15g.

# Modalità di collasso sperimentale

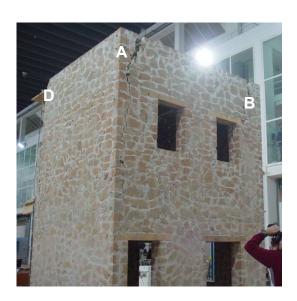




Facciata CD: collassi parziali dei vertici del secondo livello [(sx) PGA=0.35g] e collasso degli architravi [(dx) PGA=0.45g].

# Modalità di collasso sperimentale





Sviluppo di lesioni diagonali [(sx) PGA=0.20g] e lesione verticale sulla facciata AB [(dx) PGA=0.25g].

## CALIBRAZIONE PARAMETRI DELLA MURATURA



Muratura di pietrame di tufo, con conci di pezzatura variabile da media a grande, grossolanamente sbozzati e con tessitura definibile ad "opus incertum".

La sezione muraria è a due paramenti ravvicinati con interposta un'abbondante quantità di materiale legante.



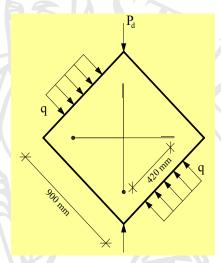
 $f_{bc} = 8.5 \text{ N/mm}^2$ 

 $f_{mc} = 0.72 \text{ N/mm}^2$ 

 $f_{mf} = 0.137 \text{ N/mm}^2$ 

(relazioni di letteratura) Intervallo di riferimento per la resistenza a compressione  $f_{wc}$ = (2.0 – 3.5) N/mm<sup>2</sup> (intervallo cautelativo)

# CALIBRAZIONE PARAMETRI DELLA MURATURA



PROV 
$$\sigma_v$$
  $P_d$   $\sigma_1$   $\sigma_3$   $N/mm^2$  (kN)  $N/mm^2$  (N/mm²) (N/mm²)

MT1 - 0.047 37.1 0.058 - 0.288

MT2 - 0.071 27.7 == 0.069 - 0.417

$$\sigma_1 = -0.785\tau_d + \frac{\sigma_v}{2} + \sqrt{(1.469\tau_d)^2 + \frac{\sigma_v^2}{4}}$$

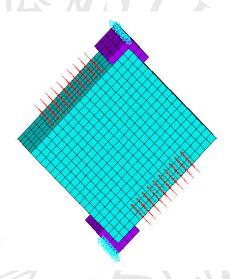
$$\sigma_3 = -0.785\tau_d + \frac{\sigma_v}{2} - \sqrt{(1.469\tau_d)^2 + \frac{\sigma_v^2}{4}}$$

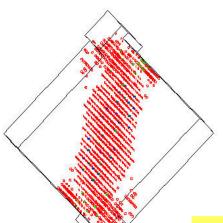
$$\tau_d = \frac{P_d}{A\sqrt{2}}$$

Valori di riferimento per la resistenza a trazione f<sub>wt</sub>

# CALIBRAZIONE PARAMETRI DELLA MURATURA

Simulazione FEM prova di compressione diagonale





 $P_d = 34.6 \text{ kN}$  (37.1)

# Modello ANSYS (Solid 65)

# Parametri:

$$E_{\rm w} = 700 \, \rm N/mm^2$$

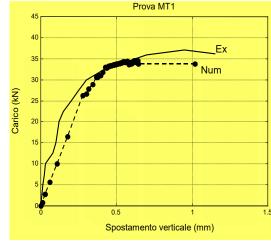
$$c = 0.07 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{wc} = 2.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\varphi = 40^{\circ}$$

$$f_{wt} = 0.065 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = 20^{\circ}$$



# **MODELLAZIONE FEM (ANSYS)**

# Modello FEM dell'edificio (codice ANSYS)

Muratura e cordolo di base in c.a.: (Solid 45 e Solid 65)

Tavolato in legno: (Shell 63)

Travi in legno: (Beam 44)

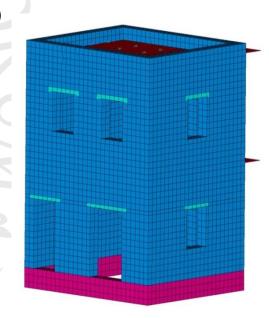
Masse aggiunte 2.5 t per piano (Mass 21)

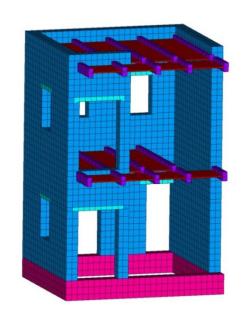
# Parametri:

 $E_w = 700 \text{ N/mm}^2 G_w = 280 \text{ N/mm}^2$ 

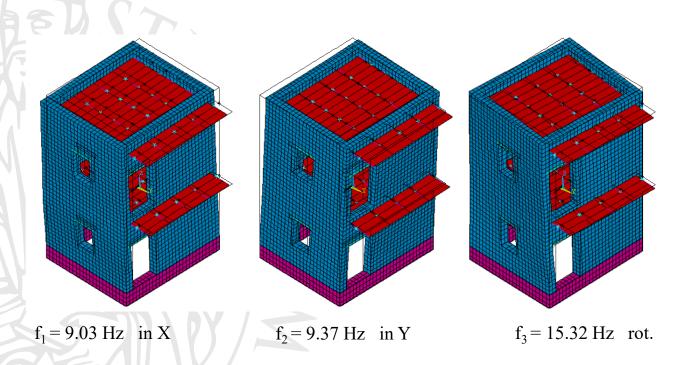
Pesi specifici: valori misurati

 $P_t = \approx 253.23 \text{ kN}$ 





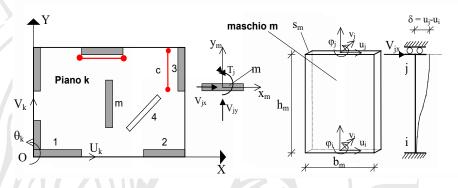
# **ANALISI MODALE**

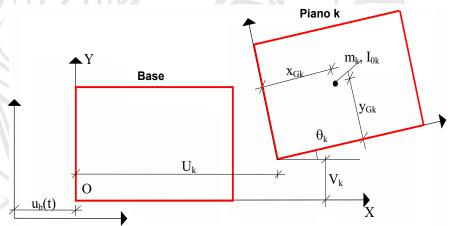


Il modello ha una rigidezza in direzione Y di poco superiore alla rigidezza in direzione X. Le frequenze sono evidentemente fortemente dipendenti dal valore del modulo elastico della muratura  $\rm E_w$ .

## **MODELLAZIONE A MACROELEMENTI**

Questo modello è già stato presentato in precedenti lavori (Galano e Selleri 1999, 2001 e 2004) nei quali è stato sottoposto a verifiche in campo lineare e non lineare.

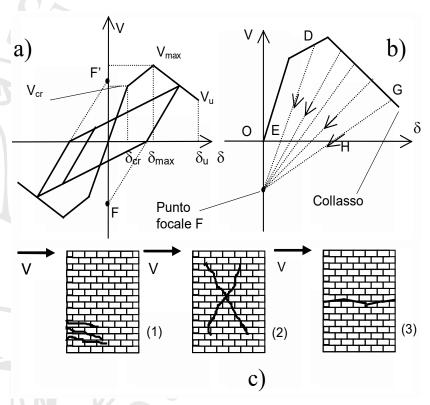




$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -\ddot{u}_b Mr$$

M operatore d'inerzia C operatore di smorzamento alla Rayleigh K operatore di rigidezza  $r = \{1, 0, 0, ..., 1, 0, 0\}^T$ 

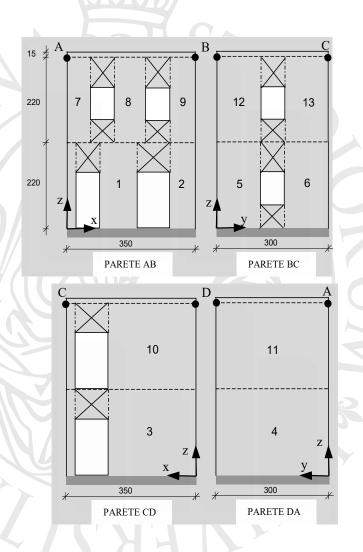
# **MODELLAZIONE A MACROELEMENTI**



# Ipotesi di collasso dei maschi murari nel piano:

- (1) per pressoflessione prima o dopo la fessurazione
- (2) per fessurazione diagonale (POR)
- (3) per scorrimento

### MODELLAZIONE A MACROELEMENTI



### Caratteristiche del modello:

N. maschi: 13

 $E_{\rm w} = 700 \, \rm N/mm^2$ 

G<sub>w</sub>=280 N/mm<sup>2</sup>

 $f_{wc} = 2.5 \text{ N/mm}^2$ 

 $f_{wt} = 0.065 \text{ N/mm}^2$ 

 $P_t = 225.37 \text{ kN (non è presente il cordolo)}$ 

Smorzamento = 4%

Modello MC1: spostamenti ultimi pannelli nel piano tra 15 e 25 mm = 6.8 e 11.4% di *h* 

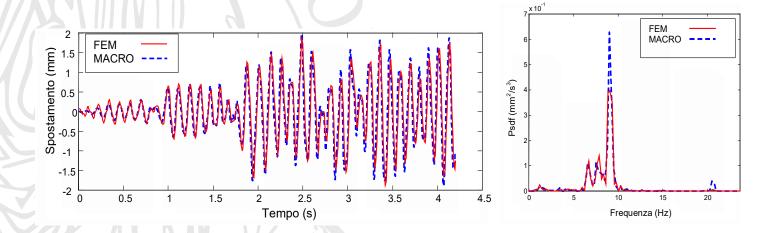
Modello MC2: spostamenti ultimi pannelli nel piano tra 7.5 e 12.5 mm = 3.4 e 5.7% di *h* 

(*h* = altezza di interpiano)

## **CONFRONTI IN CAMPO LINEARE**

_	Forma modale		FEM	Macroelementi			
			Dir.	Freq. (Hz)	Dir.	Freq. (F	Iz)
	1		x	9.03	х	9.07	
	2	(	y	9.37	y	9.37	)
	3		tors.	15.32	tors.	12.13	

Buona approssimazione anche per le forme modali



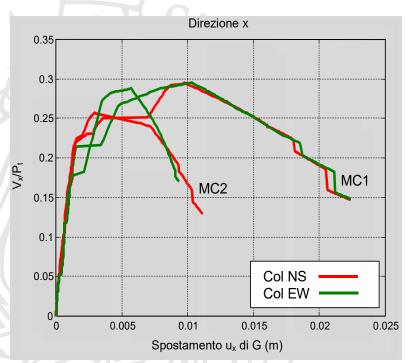
Storie temporali di spostamento in direzione x del punto A posto a quota 4.40 m ottenute con la modellazione FEM e la modellazione a macroelementi (sisma di Colfiorito, componente NS primi 4.2 s tempi scalati con il fattore  $(1.5)^{1/2}$ , PGA = 2.117 m/s<sup>2</sup>)

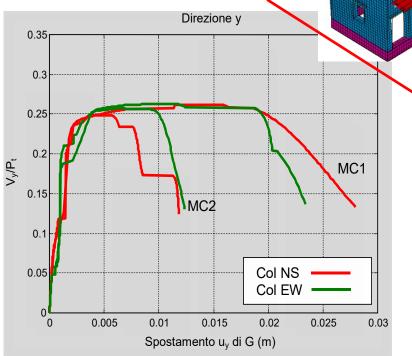
## **CURVE INVILUPPO DELLA RISPOSTA DINAMICA**

Sono state determinate le curve di inviluppo dei cicli della risposta dinamica del modello soggetto alle componenti NS ed EW del sisma di Colfiorito con tempi scalati, applicate separatamente nelle direzioni x e y e di intensità tali da portare a collasso l'edificio (superamento del massimo scorrimento di piano).

Caso	Modello	Sisma	Durata	Fattore	PGA	Dir.
			(s)	scala	(g)	
PH1	MC1	Col-NS	20	2.78	0.6	x
PH2	MC1	Col-NS	20	2.78	0.6	y
PH3	MC1	Col-EW	20	3.17	0.8	$\boldsymbol{x}$
PH4	MC1	Col-EW	20	3.17	0.8	y
PH5	MC2	Col-NS	20	2.09	0.45	$\boldsymbol{x}$
PH6	MC2	Col-NS	20	2.09	0.45	y
PH7	MC2	Col-EW	20	2.58	0.65	$\boldsymbol{x}$
PH8	MC2	Col-EW	20	2.58	0.65	y

# **CURVE INVILUPPO DELLA RISPOSTA DINAMICA**





Direzione X

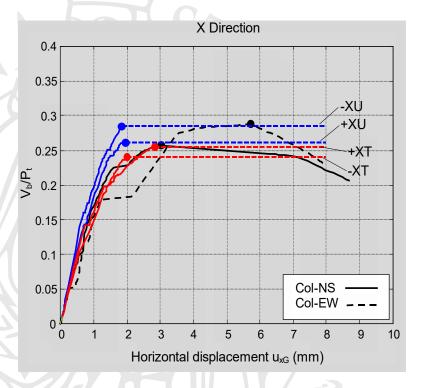
Collasso: meccanismo di piano (I piano)

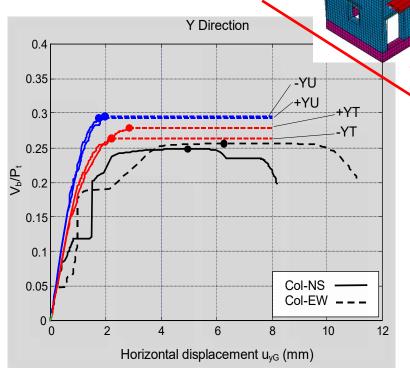
Direzione Y

Collasso: meccanismo di piano (II piano)

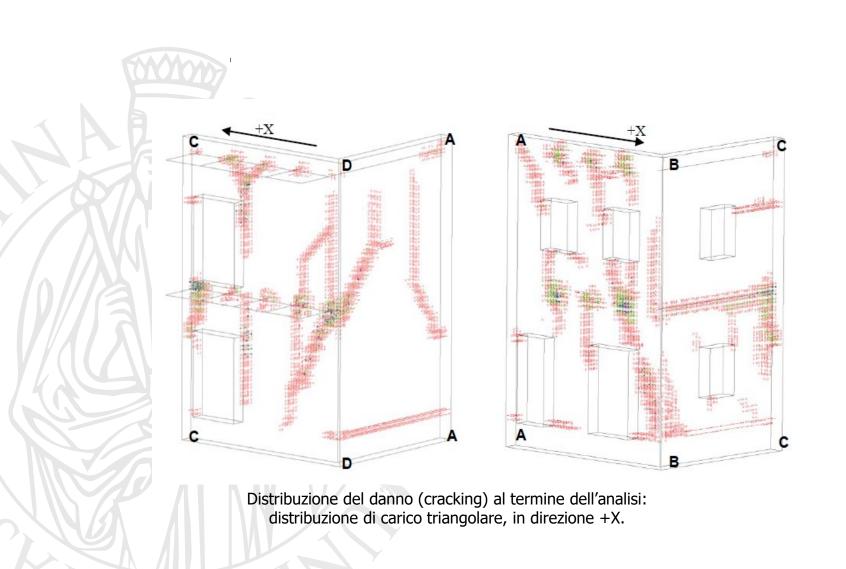
Il modello è sensibile al basso carico verticale delle pareti // alla dir. Y.

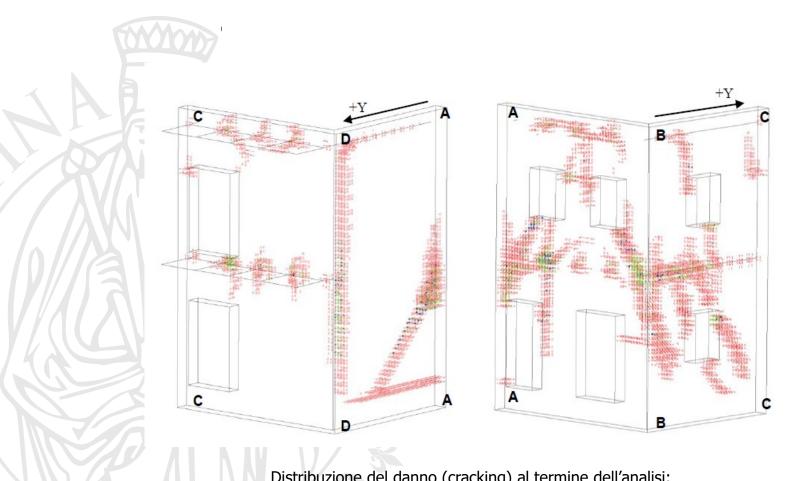
# CURVE INVILUPPO DELLA RISPOSTA DINAMICA



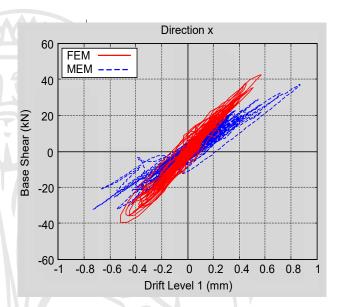


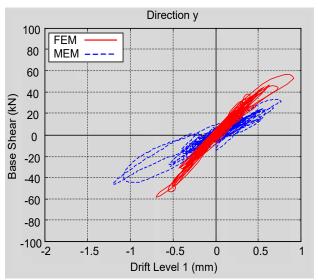
Curve di capacità (direzioni +X e +Y): confronti tra modello FEM e MEM





Distribuzione del danno (cracking) al termine dell'analisi: distribuzione di carico triangolare, in direzione +Y.

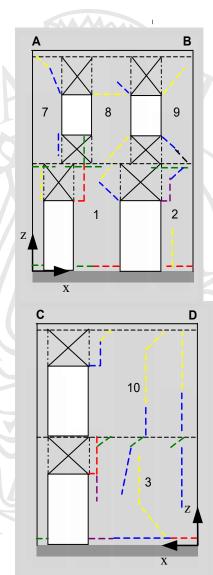


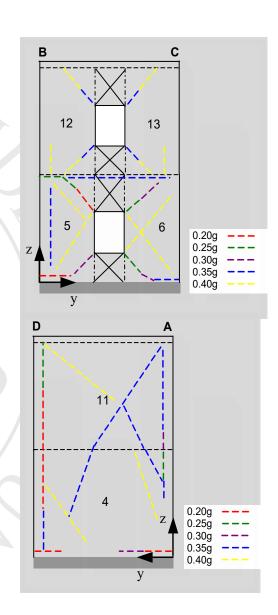


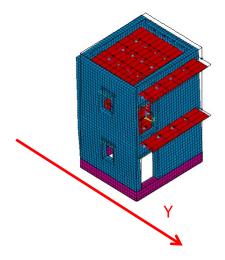
Taglio alla base vs drifts (nominal PGA=0.30g)

El	Displacements $E_d$ (%)			Accelerations $E_a$ (%)		
Floor	0.2 g	0.3 g	0.4 g	0.2 g	0.3 g	0.4 g
F1 <i>x</i>	22.7	41.4	29.0	3.0	7.2	-26.9
F1y	63.4	54.9	-22.4	32.3	25.1	-27.2
T1	Sh	ear forces $E_V$	%)	St	iffnesses $E_K$ (%)	<b>6</b> )
Level	0.2 g	0.3 g	0.4 g	0.2 g	0.3 g	0.4 g
F1x	-18.3	-12.9	24.2	-48.7	-38.0	-17.1
F1y	-22.5	-20.6	-36.0	-50.0	-34.1	-19.2

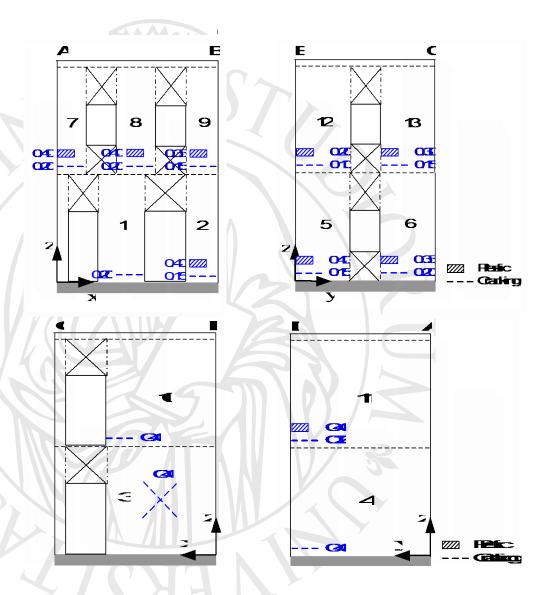
Il modello ME fornisce valori di spostamenti più elevati rispetto al modello FE.







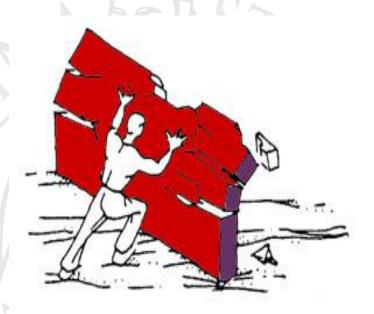
- Il modello agli elementi finiti, fornisce una risposta lineare con gli shock con PGA nominale di 0.05g e 0.10g e una risposta quasi lineare sotto lo shock con PGA nominale di 0.15g
- I primi danni osservabili appaiono durante lo shock con PGA nominale uguale a 0.20g quando una lesione verticale si sviluppa lungo l'angolo D partendo dal livello del primo piano (come negli esperimenti).



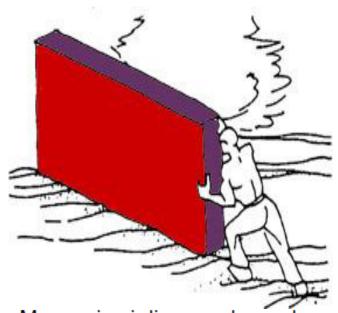
- Il modello a macro-elementi predice un collasso del secondo livello in corrispondenza della sequenza con PGA 0.40g, con deformazioni principalmente nella direzione y
- Questo può essere spiegato tenendo conto dell'orditura del solaio: le pareti ortogonali risultano avere un basso livello di compressione e di conseguenza una ridotta resistenza a taglio.
- I maschi collassano per flessione nel piano, quindi il modello prevede un collasso del secondo livello con un meccanismo di II modo.
- Questo è in disaccordo con la modalità di collasso sperimentale, caratterizzata dallo sviluppo di fessure principali lungo gli angoli fino al ribaltamento delle pareti del secondo livello.
- A causa dell'assunzione di diaframmi rigidi questa configurazione di collasso non può essere riprodotto correttamente dal modello MEM.

- In generale, sebbene entrambi i modelli prevedano un valore di PGA di collasso uguale o maggiore di 0.40 g, essi forniscono modalità di rottura diverse.
- Ciò è sostanzialmente dovuto alle differenze nelle ipotesi di modellazione tra gli approcci ME e FE. L'approccio smeared produce molteplici fessure distribuite che comportano una diminuzione di rigidità ridotta ma costante mentre aumenta la PGA (come osservato durante i test sperimentali). Quando il danno si è diffuso su tutto l'edificio, si verifica una improvvisa perdita di forza e rigidità.
- Per quanto riguarda la modellazione del solaio, si conferma che le diverse ipotesi sulla rigidità dei diaframmi influenzano in modo significativo la risposta sismica complessiva dell'edificio. In caso di diaframmi flessibili (come nei modelli FE), non ci sono trasferimenti di carico da pareti crollate ad elementi strutturali ancora efficaci.
- Al contrario, nel caso di solai rigidi (come nei modelli ME), il trasferimento di carico è sovrastimato producendo a sua volta una sovrastima della capacità sismica dell'edificio. A questo proposito, i risultati del modello ME, nonostante le sue semplificazioni intrinseche, dovrebbero essere considerate come un limite superiore della capacità della costruzione, raggiungibile solo quando i meccanismi locali e di ribaltamento non sono attivati.

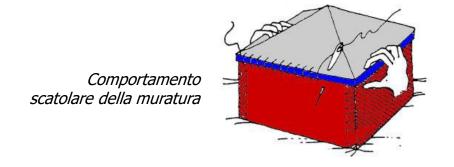
# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**



Meccanismi di primo modo



Meccanismi di secondo modo



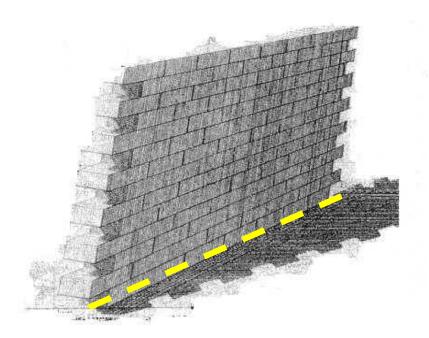
# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

L'individuazione delle possibili modalità di collasso è basata sull'**osservazione** e sulla **rilevazione** degli effetti prodotti dalle scosse sismiche del passato sugli edifici storici in muratura.

Già nei trattati del XVIII secolo si rintracciano descrizioni riguardanti i meccanismi di collasso più frequentemente osservati sulle strutture murarie in occasione dei maggiori eventi sismici.

Nel **1802 Rondelet**, attraverso modelli sperimentali di muri con blocchi regolari a secco, individuò, per un muro sollecitato fuori dal proprio piano, **tre possibili modalità di collasso**.

La prima, detta *primo meccanismo di collasso*, prevede il ribaltamento attorno a una cerniera cilindrica posizionata a livello dell'appoggio del muro sul terreno: il muro si comporta come un elemento rigido.



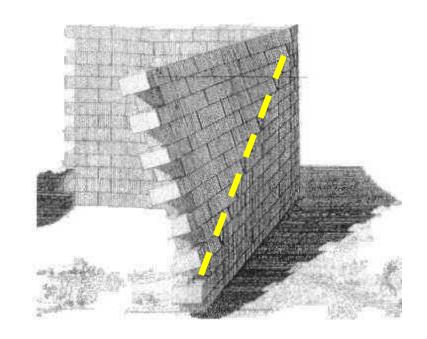
## C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

L'individuazione delle possibili modalità di collasso è basata sull'**osservazione** e sulla **rilevazione** degli effetti prodotti dalle scosse sismiche del passato sugli edifici storici in muratura.

Già nei trattati del XVIII secolo si rintracciano descrizioni riguardanti i meccanismi di collasso più frequentemente osservati sulle strutture murarie in occasione dei maggiori eventi sismici.

Nel **1802 Rondelet**, attraverso modelli sperimentali di muri con blocchi regolari a secco, individuò, per un muro sollecitato fuori dal proprio piano, **tre possibili modalità di collasso**.

La seconda, detta secondo meccanismo di collasso, riguarda un muro vincolato su un solo lato per il quale il ribaltamento avviene attorno ad una cerniera cilindrica posta lungo un asse inclinato la cui posizione è funzione della snellezza (rapporto tra base e altezza) della muratura.



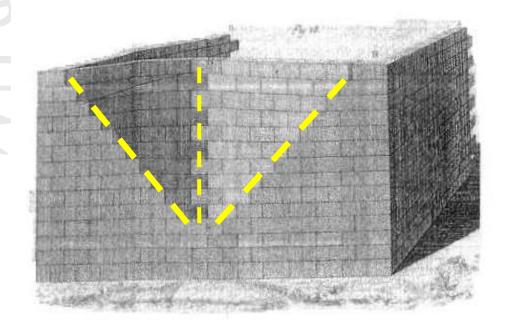
### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

L'individuazione delle possibili modalità di collasso è basata sull'**osservazione** e sulla **rilevazione** degli effetti prodotti dalle scosse sismiche del passato sugli edifici storici in muratura.

Già nei trattati del XVIII secolo si rintracciano descrizioni riguardanti i meccanismi di collasso più frequentemente osservati sulle strutture murarie in occasione dei maggiori eventi sismici.

Nel **1802 Rondelet**, attraverso modelli sperimentali di muri con blocchi regolari a secco, individuò, per un muro sollecitato fuori dal proprio piano, **tre possibili modalità di collasso**.

La terza, detta *terzo meccanismo di collasso*, è relativa ad un muro vincolato su entrambi i lati. Il collasso avviene per formazione di una <u>cerniera verticale in mezzeria</u> <u>della parete</u>. la formazione della cerniere è permessa nel caso in cui si verifichino, simultaneamente, sia la traslazione dei cantonali della parete verso l'esterno che scorrimenti relativi tra i vari blocchi.



# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

# Esempio

$$M_{Stab} = M_{Rib}$$

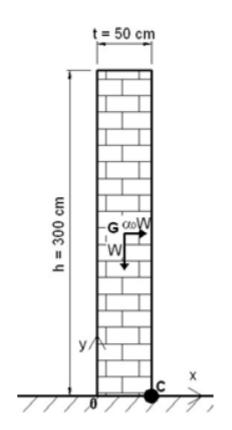
$$M_{Stab} = \frac{W \cdot t}{2} = \frac{8100 \cdot 0.5}{2} = 2025 \text{ daNm}$$

$$M_{Rib} = \frac{\alpha_0 \cdot W \cdot h}{2} = \frac{\alpha_0 \cdot 8100 \cdot 3}{2} = 12150 \cdot \alpha_0 \text{ daNm}$$

Uguagliando le ultime due si ottiene:

$$\alpha_0 = \frac{t}{h} = 0.167$$

N.B.: il moltiplicatore è puramente dato da rapporti geometrici



# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

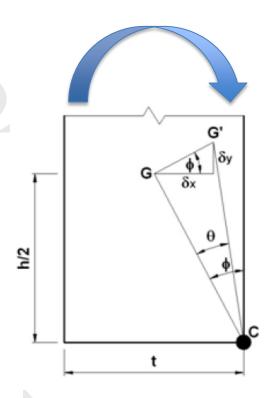
## Esempio

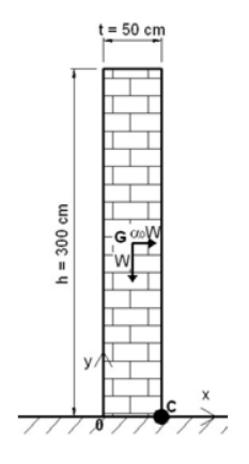
$$\alpha_0\!\!\left(\sum_{i=1}^1\!P_i\cdot\!\delta_{x,i}\right)\!-\sum_{i=1}^1\!P_i\cdot\!\delta_{y,i}=0$$

$$\alpha_0 \cdot \mathsf{W} \cdot \delta_{\mathsf{x}} - \mathsf{W} \cdot \delta_{\mathsf{y}} = 0$$

$$\alpha_0 = \frac{\delta_y}{\delta_x}$$

$$\alpha_0 = \frac{\delta_y}{\delta_y} = \frac{l' \cdot sen(\phi)}{l' \cdot cos(\phi)} = tg(\phi) = \frac{t}{h} = 0.167$$





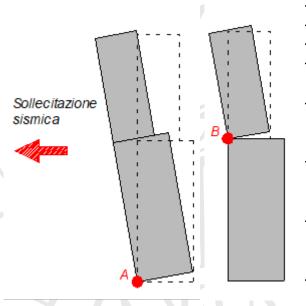
## Analisi cinematica lineare per SLV

L'esito della verifica si ritiene soddisfatto quando sono verificate le due seguenti condizioni (la (1.a) deve essere sempre verificata, la (1.b) solo se la porzione di edificio che si sta analizzando non è a contatto con la fondazione):

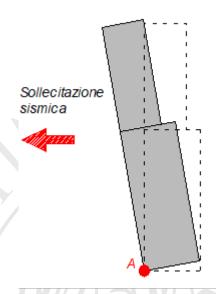
$$a_0^{\star} \ge \frac{a_g \cdot S}{\sigma} \tag{1.a}$$

$$a_0^* \ge \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{\alpha} \tag{1.b}$$

dove



- a\*<sub>0</sub> è l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo;
- a<sub>d</sub> è l'accelerazione sismica di picco al suolo;
- S è il coefficiente funzione del suolo di fondazione;
- $S_e(T_1)$  è lo spettro di risposta elastico in corrispondenza del periodo fondamentale dell'intera struttura  $T_1$ ;
- $\psi(Z)$  è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate, può essere assunto  $\psi(Z) = Z/H$ , dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo (cerniera cinematica del meccanismo) tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- $\gamma$  è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto  $\gamma$  = 3N / (2N + 1), con N numero di piani dell'edificio);
- · T<sub>1</sub> è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.



L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo (a\*0) si ottiene dalla relazione (2):

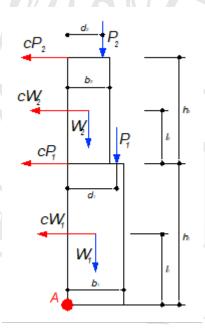
$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \tag{2}$$

nella quale g è l'accelerazione di gravità ed FC il fattore di confidenza da assumere pari ad 1.35 (relativo al livello di conoscenza LC1). La quantità  $\alpha_0$ , denominata *moltiplicatore dei carichi di attivazione del meccanismo*, altro non è che il moltiplicatore dei carichi inerziali minimo affinché il sistema sia in equilibrio. La Circolare 617/2009 propone un metodo di calcolo sfruttando il principio dei lavori virtuali il quale porta alla soluzione della seguente relazione:

$$\alpha_0 \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot \delta_{y,i} + \sum_{i=1}^{m} F_{x,i} \cdot \delta_{x,i} + \sum_{i=1}^{p} F_{y,i} \cdot \delta_{y,i} = 0$$
(3)

dove con  $\delta_{x,i}$  si indica lo spostamento virtuale della forza i-esima in direzione x e con  $\delta_{y,i}$  quello della i-esima forza in direzione y. Con  $P_i$  si indica la generica forza verticale soggetta ad inerzia. Con  $F_{x,i}$  si indica la i-esima forza orizzontale priva di inerzia, mentre con  $F_{y,i}$  si indica quella verticale.

Facendo l'equilibrio alla rotazione tra forze stabilizzanti ed instabilizzanti intorno ad una retta (cerniera cinematica), si perviene allo stesso risultato fornito dalla precedente (negli esempi che andremo a svolgere, per calcolare  $\alpha_0$  ricorreremo alla tecnica dell'equilibrio alla rotazione delle forze applicate sul sistema).



### **CIRCOLARE 2009**

La frazione di massa partecipante (e\*) che compare nella (2) si ottiene dalla seguente:

$$\underbrace{\mathbf{e}^*} = \frac{\mathbf{g} \cdot \mathbf{M}^*}{\sum_{i=1}^n P_i} \tag{4}$$

dove  $M^*$  è la massa partecipante al cinematismo e  $P_i$  assume il significato sopra riportato (forza soggetta ad inerzia).

La massa partecipante (M\*) si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e \cdot FC}$$

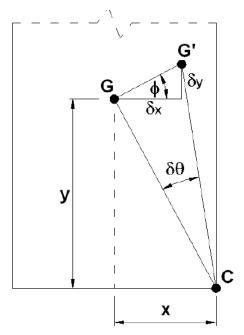
$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}\right)^2}{g\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$
(5)

dove si indica con  $\delta_{x,i}$  lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell'i-esimo peso  $P_i$  sulla configurazione iniziale (non deformata) del sistema. Gli spostamenti virtuali (sia orizzontali che verticali) di un qualsiasi punto del sistema si possono calcolare attraverso le seguenti relazioni in funzione della variazione angolare virtuale  $(\delta\theta)$ :

$$\delta_{x} = y \cdot \delta \theta \tag{6.a}$$

$$\delta_{y} = \mathbf{x} \cdot \delta \theta \tag{6.b}$$

dove si indica con x la distanza in orizzontale del punto di applicazione della generica forza e la cerniera cinematica C, e con y la distanza in verticale tra la generica forza e la suddetta cerniera (vedi figura 1).





### Esempio 1

Consolidare la parete riportata in figura 2 affinché sia soddisfatta la verifica al meccanismo a ribaltamento semplice secondo l'analisi cinematica lineare. Sulla parete grava un carico da solaio pari a 550 daN/m² complessivi.

### Dati

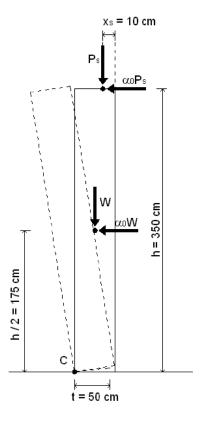
- Materiale : pietrame disordinata

- Lunghezza (I) : 400 cm - Spessore (t) : 50 cm - Altezza (h) : 350 cm

Peso solaio complessivo : 550 daN/m²

Sviluppo del solaio : 250 cm

Livello di conoscenza : LC1
 Coefficiente di sottosuolo S : 1.5
 Accelerazione di picco (a<sub>q</sub>) : 0.25



In questo caso, poiché la porzione di edificio da verificare è a contatto con la fondazione, occorre che sia verificata solo la relazione (1.a). Tenendo conto che il fattore di struttura si assume pari a 2 (vedi punto C8A.4.2.3 della Circolare 617/2009), che il coefficiente di sottosuolo S vale 1.5, il secondo membro della (1.a) risulta assumere il seguente valore:

$$\frac{a_g \cdot S}{q} = \frac{0.25 \cdot 980.6 \cdot 1.5}{2} = 183.86 \text{ cm/s}^2$$
 (7)

Affinché l'esito della verifica sia positivo, l'accelerazione  $a^*_0$  deve essere maggiore del valore fornito dalla (7), e quindi, per la relazione (2), occorre determinare un valore per  $\alpha_0$  tale da soddisfare la suddetta verifica.

Dalla geometria della costruzione e dalla tipologia della muratura (per le caratteristiche meccaniche si consulti la tabella riportata nel punto C8A.2 della Circolare 617/2009) si ottiene il peso della parete (W) ed il carico del solaio (P<sub>s</sub>):

$$W = I \cdot t \cdot h \cdot \gamma = 4 \cdot 0.5 \cdot 3.5 \cdot 1900 = 13300 \text{ daN}$$

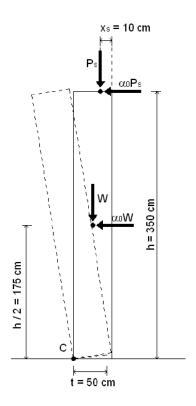
$$P_s = 4 \cdot 2.5 \cdot 550 = 5500 \text{ daN}$$

Dall'equilibrio alla rotazione della parete intorno alla cerniera cinematica C (vedi figura 2) si ottiene il moltiplicatore di attivazione del meccanismo ( $\alpha_0$ ):

$$W \cdot \frac{t}{2} - \alpha_0 \cdot W \cdot \frac{h}{2} + P_s \cdot (t - x_s) - \alpha_0 \cdot P_s \cdot h = 0$$
(8)

$$\alpha_0 = \frac{W \cdot \frac{t}{2} + P_s(t - x_s)}{\left(\frac{W}{2} + P_s\right) \cdot h} = 0.130 \tag{9}$$

$$a_0^\star \geq \frac{a_g \cdot S}{q}$$



### **CIRCOLARE 2009**

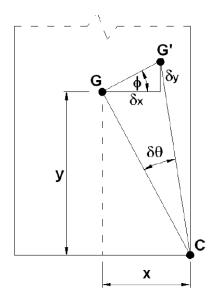
Dalle relazioni (6) si ottengono gli spostamenti virtuali orizzontali delle due forze applicate:

MAN I

 $\delta_{x,W} = \frac{h}{2} \cdot \delta \theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del peso della parete)

 $\delta_{x,Ps} = h \cdot \delta\theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del solaio)

Noti i valori dei pesi e degli spostamenti virtuali, sostituiti nella (5), consentono di determinare la massa partecipante al cinematismo M\*:



Dalle relazioni (6) si ottengono gli spostamenti virtuali orizzontali delle due forze applicate:

 $\delta_{x,W} = \frac{h}{2} \cdot \delta \theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del peso della parete)

 $\delta_{x Ps} = h \cdot \delta \theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del solaio)

Noti i valori dei pesi e degli spostamenti virtuali, sostituiti nella (5), consentono di determinare la massa partecipante al cinematismo M\*:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}\right)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

MAN

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

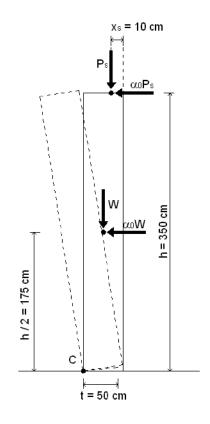
$$M^* = \frac{\left(W \cdot \frac{h}{2} + P_s \cdot h\right)^2}{g \cdot \left(W \cdot \frac{h^2}{4} + P_s \cdot h^2\right)} = \frac{\left(\frac{W}{2} + P_s\right)^2}{g \cdot \left(\frac{W}{4} + P_s\right)} = 17.06 \text{ daNm}$$
 (10)

Dalla relazione (4) si ottiene la frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{W + P_s} = \frac{980.6 \cdot 17.06}{13300 + 5500} = 0.90 \tag{11}$$

In definitiva, sostituendo i valori numerici sopra calcolati nella relazione (2) si ottiene l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo  $(a^*_0)$ :

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = \frac{0.130 \cdot 980.6}{0.90 \cdot 1.35} = 104.92 \text{ cm/s}$$



Dalle relazioni (6) si ottengono gli spostamenti virtuali orizzontali delle due forze applicate:

 $\delta_{x,W} = \frac{h}{2} \cdot \delta \theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del peso della parete)

 $\delta_{x P_s} = h \cdot \delta \theta$  (Spostamento virtuale del punto di applicazione del solaio)

Noti i valori dei pesi e degli spostamenti virtuali, sostituiti nella (5), consentono di determinare la massa partecipante al cinematismo M\*:

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}\right)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{x,i}^2}$$

EXAMPLE !

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^n P_i}$$

$$M^* = \frac{\left(W \cdot \frac{h}{2} + P_s \cdot h\right)^2}{g \cdot \left(W \cdot \frac{h^2}{4} + P_s \cdot h^2\right)} = \frac{\left(\frac{W}{2} + P_s\right)^2}{g \cdot \left(\frac{W}{4} + P_s\right)} = 17.06 \text{ daNm}$$
(10)

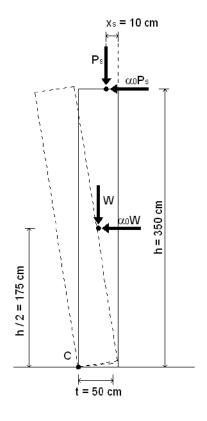
Dalla relazione (4) si ottiene la frazione di massa partecipante:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{W + P_s} = \frac{980.6 \cdot 17.06}{13300 + 5500} = 0.90 \tag{11}$$

In definitiva, sostituendo i valori numerici sopra calcolati nella relazione (2) si ottiene l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo ( $a^*_0$ ):

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} = \frac{0.130 \cdot 980.6}{0.90 \cdot 1.35} = 104.92 \text{ cm/s}^3$$

$$\frac{a_g \cdot S}{q} = \frac{0.25 \cdot 980.6 \cdot 1.5}{2}$$
 183.86 cm/s



### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA



Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni



# Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi

a cura di:

L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli

# **PROGETTA**

# C8.7.1 PRO



# REGIONE MOLISE IL PRESIDENTE DELLA REGIONE MOLISE COMMISSARIO DELEGATO

(Legge del 27 Dicembre 2002 n.286)

Decreto n. 76 del 3 agosto 2005

Protocollo di Progettazione per la Realizzazione degli Interventi di Ricostruzione Post-Sisma sugli Edifici Privati

Decreto n.10 del 25 gennaio 2006

Approvazione "Protocollo di Progettazione per gli Interventi su Immobili Privati per la Ricostruzione Post-Sisma redatti in attuazione della Direttiva Tecnica del C.T.S. approvata con Decreto Commissariale n. 35/2005"

### PARTE I – EDIFICI IN MURATURA

Definizione di Modelli per l'Analisi Strutturale degli Edifici in Muratura

Analisi dei Meccanismi Locali di Collasso in Edifici Esistenti in Muratura

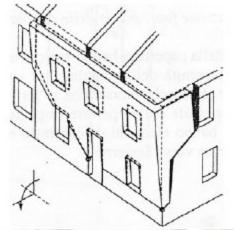
Estratto da:

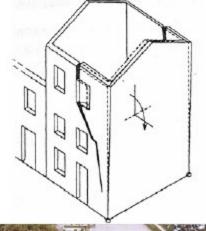
"Repertorio dei Meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura" Ricerca svolta nell'ambito di una Convenzione tra Regione Marche, Università degli Studi dell'Aquila e CNR-ITC ALLEGATO

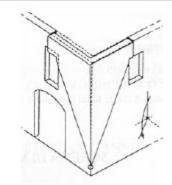
3G

# **PROGETT**

C8.7.1 PR



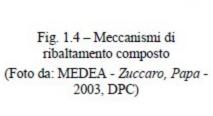
















### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

### 1

### RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano.





Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009





# Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

# Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

### Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.

# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**









Momento stabilizzante:

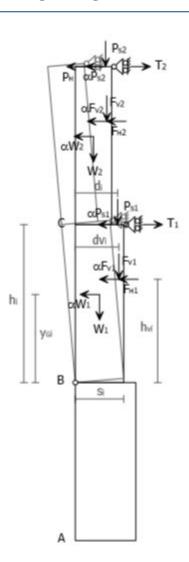
$$M_{S} = \sum_{i=1}^{n} W_{i} \cdot \frac{s_{i}}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_{i} + \sum_{i=1}^{n} T_{i} \cdot h_{i}$$

Momento ribaltante:

$$M_{R} = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^{n} W_{i} \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_{i} \right] + \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_{H} \cdot h_{i}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_{i} \cdot \frac{s_{i}}{2} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot d_{i} + \sum_{i=1}^{n} T_{i} \cdot h_{i} - \sum_{i=1}^{n} F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_{H} \cdot h_{i}}{\sum_{i=1}^{n} W_{i} \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^{n} F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^{n} P_{Si} \cdot h_{i}}$$



### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

### 1.1 RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA – PARTE ALTA

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura.

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

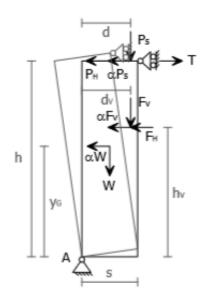
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot \left\lceil W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h \right\rceil + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE A DOPPIA CORTINA

C8.7.1 PF

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida della cortina esterna di pareti a paramenti scollegati, o anche a sacco, rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. In tali casi i due paramenti possono arrivare ad avere comportamenti pressoché indipendenti, come nel caso limite delle murature a sacco, oppure, se i paramenti sono accostati, interagire lungo la superficie in comune. In fase sismica è perciò possibile che il paramento interno trasferisca parte della propria inerzia su quello esterno. Essendo problematica la valutazione della deformabilità che consente il trasferimento di azioni orizzontali attraverso la superficie di contatto tra i due paramenti, che comporterebbe tra l'altro la rimozione dell'ipotesi di blocco rigido, è opportuno ipotizzare l'interazione tra essi limitata alla sola sommità della parete e considerare un cinematismo che interessa entrambe i paramenti (così come indicato nello schema di calcolo di riferimento). Se invece si ritiene opportuno analizzare un meccanismo che interessa il solo paramento esterno, per il quale tra l'altro il ribaltamento è favorito da una forza verticale di compressione generalmente più bassa di quella che si ha nel paramento interno (su cui grava maggiormente il solaio), è comunque possibile considerare le medesime espressioni di α proposte per il caso di parete monolitica riferendole, in questo caso, alla sola cortina esterna.

Momento stabilizzante:

$$M_{S} = (W_A + N_A)\frac{s_A}{2} + P_{SA}\,d_A + (W_B + N_B)\frac{s_B}{2} + P_{SB}\,d_B + F_V\,d_V + T\,h$$

Momento ribaltante:

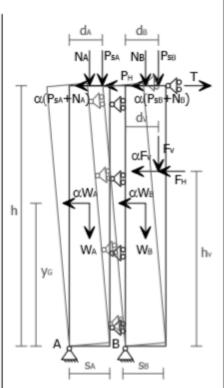
$$M_R = \alpha \left[ \left( W_A + W_B \right) y_G + F_V h_V + \left( P_{SA} + P_{SB} + N_A + N_B \right) h \right] + F_H h_V + P_H h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\begin{split} \alpha &= \frac{\left(W_{A} + N_{A}\right)s_{A} + \left(W_{B} + N_{B}\right)s_{B}}{2\left[\left(W_{A} + W_{B}\right)y_{G} + F_{V}h_{V} + \left(P_{SA} + P_{SB} + N_{A} + N_{B}\right)h\right]} + \\ &+ \frac{P_{SA}d_{A} + P_{SB}d_{B} + F_{V}d_{V} - F_{H}h_{V} + Th - P_{H}h}{\left(W_{A} + W_{B}\right)y_{G} + F_{V}h_{V} + \left(P_{SA} + P_{SB} + N_{A} + N_{B}\right)h} \end{split}$$



Foto da: MEDEA -Papa e Zuccaro, 2001

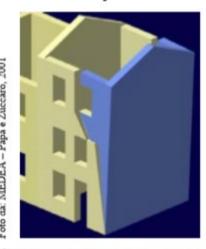


C8.7 -

### RIBALTAMENTO COMPOSTO DI PARETE

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinamento di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.





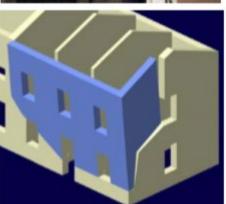


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



# Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità:
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

# Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

### Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).

# C8.7.1









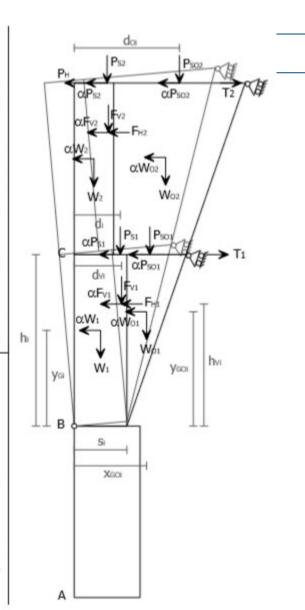
### Momento stabilizzante:

$$M_{S} = \sum_{i} W_{i} \frac{s_{i}}{2} + \sum_{i} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i} W_{Oi} x_{GOi} + \sum_{i} P_{Si} d_{i} + \sum_{i} P_{SOi} d_{Oi} + \sum_{i} T_{i} h_{i}$$

Momento ribaltante:

$$\begin{split} M_R = \alpha \Bigg[ \sum_i W_i \ y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} \ y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} \ h_{Vi} + \sum_i P_{Si} \ h_i + \sum_i P_{SOi} \ h_i \Bigg] + \sum_i F_{Hi} \ h_{Vi} + P_H \ h \\ & \text{Moltiplicatore di collasso:} \end{split}$$

$$\alpha = \frac{\sum_{i} W_{i} \frac{s_{i}}{2} + \sum_{i} F_{Vi} d_{Vi} + \sum_{i} W_{Oi} x_{GOi} + \sum_{i} P_{Si} d_{i} + \sum_{i} P_{SOi} d_{Oi} + \sum_{i} T_{i} h_{i} - \sum_{i} F_{Hi} h_{Vi} - P_{H} h_{i}}{\sum_{i} W_{i} y_{Gi} + \sum_{i} W_{Oi} y_{GOi} + \sum_{i} F_{Vi} h_{Vi} + \sum_{i} P_{Si} h_{i} + \sum_{i} P_{SOi} h_{i}}$$

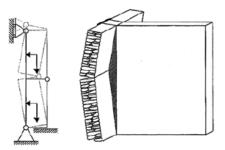


### C8.7.1 F

### 3

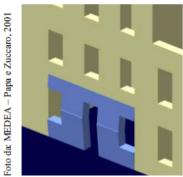
### FLESSIONE VERTICALE DI PARETE

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.









# Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Trattenimento efficace in testa alla parete;
- Carenza di collegamento alle pareti ortogonali.

### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Snellezza eccessiva delle pareti;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati;
- Spinte orizzontali localizzate (archi, volte);
- Orizzontamenti intermedi mal collegati.

# Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Spanciamenti e fuori piombo della parete;
- Lesioni orizzontali e verticali;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti intermedi.

### Differenti varianti del meccanismo

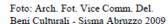
La flessione verticale può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria;
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture e spinte localizzate sulla parete.

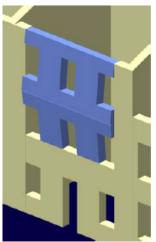
### C8.7.1 DEOCETTAZIONE DECLI INTEDVENT

Figura in alto: Bollettino Ufficiale Regione Marche, 2000









Equazione dei lavori virtuali:

$$\begin{split} &\alpha \cdot \left[ \textit{W}_{1} \delta_{1x} + \textit{W}_{2} \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x} \right] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ &= \textit{W}_{1} \delta_{1y} + \textit{W}_{2} \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x} \end{split}$$

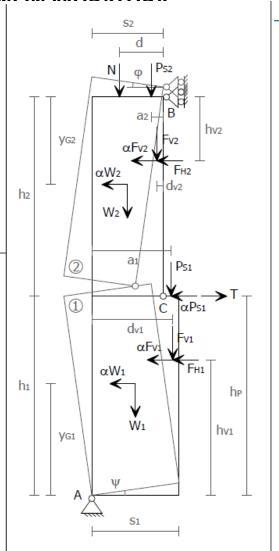
Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_P + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = \frac{W_1}{2} s_1 + F_{V1} d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) s_2 +$$

$$+ \frac{h_1}{h_2} \left( \frac{W_2}{2} s_2 + P_{S2} a_2 + N d + F_{V2} d_{V2} - F_{H2} h_{V2} \right) + P_{S1} a_1 - F_{H1} h_{V1} + T h_P$$



### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

### 3.1

### FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA – 1 PIANO

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai successivi in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano.

Equazione dei lavori virtuali:

$$\begin{split} &\alpha \Big[ \textbf{\textit{W}}_{1} \cdot \delta_{1x} + \textbf{\textit{W}}_{2} \cdot \delta_{2x} + F_{V} \cdot \delta_{Vx} \, \Big] + F_{H} \cdot \delta_{Vx} + \\ &- \textbf{\textit{W}}_{1} \cdot \delta_{1y} - \textbf{\textit{W}}_{2} \cdot \delta_{2y} - \textbf{\textit{N}} \cdot \delta_{Ny} - P_{S} \cdot \delta_{Py} - F_{V} \cdot \delta_{Vy} = 0 \end{split}$$

Moltiplicatore di collasso:

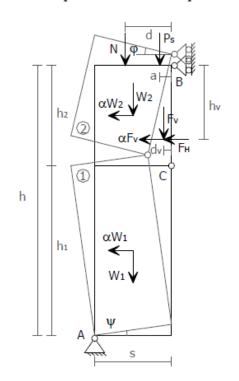
$$\alpha = 2 \frac{(\mu - 1)(Nd + P_S a + F_V d_V - F_H h_V) + s(W + N + P_S + F_V)}{(\mu - 1)(Wh/\mu + 2F_V h_V)}$$

Il valore di  $\alpha$  è valutato al variare di  $\mu$ , termine che consente di individuare la posizione della cerniera cilindrica lungo l'altezza della parete:

$$h_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} \, h; \ h_2 = \frac{h}{\mu}; \ W_2 = \frac{W}{\mu}; \ W_1 = \frac{\mu - 1}{\mu} W$$

Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009





# **PROGET**

### C8.7.1 PF

### FLESSIONE VERTICALE DI PARETE MONOLITICA A PIÙ PIANI

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compresa tra due solai efficacemente connessi alla muratura in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui la tesa muraria è individuata da tre livelli dell'edificio con due impalcati intermedi non collegati alla muratura ed è frequente negli edifici che presentano solai appoggiati ed un cordolo in copertura.

Equazione dei lavori virtuali:

3.2

$$\begin{split} &\alpha \cdot [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_{V1} \cdot \delta_{V1x} + F_{V2} \cdot \delta_{V2x} + F_{V3} \cdot \delta_{V3x} + \\ &+ P_{S1} \cdot \delta_{P1x} + P_{S2} \cdot \delta_{P2x}] + F_{H1} \cdot \delta_{V1x} + F_{H2} \cdot \delta_{V2x} + F_{H3} \cdot \delta_{V3x} + \\ &- W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - F_{V1} \cdot \delta_{V1y} - F_{V2} \cdot \delta_{V2y} - F_{V3} \cdot \delta_{V3y} - N \cdot \delta_{Ny} + \\ &- P_{S1} \cdot \delta_{P1y} - P_{S2} \cdot \delta_{P2y} - P_{S3} \cdot \delta_{P3y} - T_1 \cdot \delta_{P1x} - T_2 \cdot \delta_{P2x} = 0 \end{split}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{E}{W_1 y_{G1} + F_{V1} h_{V1} + P_{S1} h_{P1} + (W_2 y_{G2} + F_{V2} h_{V2} + F_{V3} h_{V3} + P_{S2} h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}}$$

Il termine E indica la seguente espressione:

$$E = W_1 x_{G1} + W_2 (s_2 + x_{G2} \frac{h_1}{h_2}) +$$

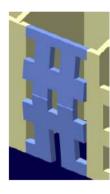
$$+ F_{V1} d_{V1} + (F_{V2} + F_{V3}) s_2 +$$

$$+ F_{V2} \frac{h_1}{h_2} d_{V2} + F_{V3} \frac{h_1}{h_2} d_{V3} +$$

$$+ P_{S1} a_1 + (P_{S2} + P_{S3}) (s_2 + a_2 \frac{h_1}{h_2}) +$$

$$+ N(s_2 + d \frac{h_1}{h_2}) + T_1 h_{P1} - F_{H1} h_{V1} +$$

$$- (F_{H2} h_{V2} + F_{H3} h_{V3} - T_2 h_{P2}) \frac{h_1}{h_2}$$





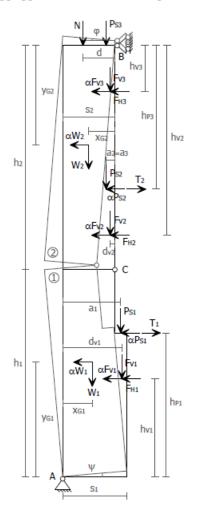


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**



*Presidenza del Consiglio dei Ministri* Dipartimento della Protezione Civile



Consiglio Nazionale delle Ricerche Istituto per le Tecnologie della Costruzioni (sede L'Aquila)



Consorzio ReLUIS
Rete dei Laboratori Universitar
di Ingegneria Sismica

# C.I.N.E.

# Condizioni d'Instabilità Negli Edifici

(Versione 1.0.4: Settembre 2009)

Applicativo per le verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare

(ai sensi della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti N. 617 del 02-02-2009)

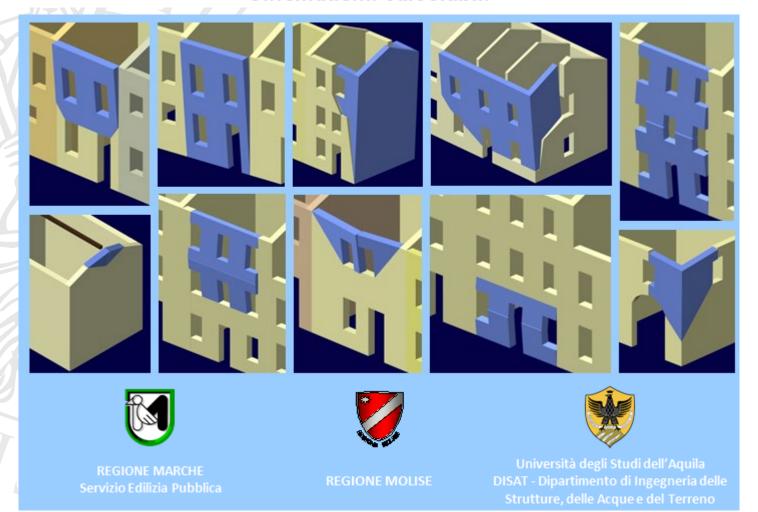
Realizzato da: Ing. Lucia Milano, Prof. Ing. Giovanni C. Beolchini

con la collaborazione di: Ing. Antonio Mannella

e il contributo di: Ing. Antonio Martinelli, Ing. Carmela Morisi

# **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

### -Cinematismi calcolabili-



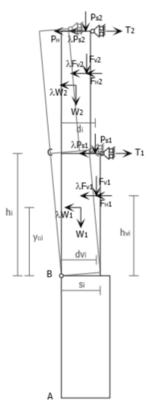
# **PROGETTA**

### MECCANISMO DI RIBALTAMENTO SEMPLICE DI PARETE MONOLITICA

Valutazione dei moltiplicatori di collasso i, per meccanismi locali di PARETI MONOLITICHE NON VINCOLATE AGLI ORIZZONTAMENTI E NON EFFICACEMENTE COLLEGATE ALLE PARETI DI CONTROVENTO. Nel caso di parete a più piani si considera il ribaltamento della stessa per diverse posizioni della cerniera cilindrica in corrispondenza dei vari orizzontamenti. In tal caso occorre immettere i dati richiesti per piani successivi dell'edificio, partendo dal più basso (Elevazione 1). Nai casi in cui il macroelemento ribaltante sia caratterizzato da geometria irregolare in facciata non bisogna riempire la sezione "Geometria della facciata" ma occorre inserire i dati relativi al baricentro della parete ed al suo peso proprio nella sezione "Caratterizzazione geometrica dei macroelementi".

# C8.7.1 PRO

			GEOMETRIA I	DELLA FACCIATA	A			Arretramento della cerniera				
		Altezza delle	fasce murarie		ezza delle fasce n		Peso specifico	attorno alla				
	Elevazione	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]	della muratura γ <sub>i</sub> [kN/m³]	quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]				
	1	1,00	2,00	3,10	2,30	4.00	22,00	0.00				
	2	1,00	2,00	4,00	2.40	4.00	22,00	0.00				
	3	.,										
	4											
	CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI											
DATI INIZIALI	Elevazione	Spessore della parete al piano i- esimo S <sub>i</sub> [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo h <sub>i</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica di [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica d <sub>Vi</sub> [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o votte al piano i-esimo h <sub>Vi</sub> [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo y <sub>GI</sub> [m]	Quota del baricentro della parete al piano i- esimo (*) Y <sub>GI</sub> [m]				
	1	0,80	3,20		0,80	2,20	1,71					
	2	0,65	3,00	0,55	0,65		1,50					
	3						0,00					
	4						0,00					
				AZIONI SUI M	IACROELEMENT	l						
	Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo W <sub>i</sub> [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (*) W <sub>i</sub> [kN]	Carioo trasmesso dal solaio al piano i- esimo P <sub>Si</sub> [kN]	Spinta statica della copertura P <sub>H</sub> [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F <sub>VI</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i- esimo F <sub>HI</sub> [kN]	Azione del tirante al piano i- esimo T <sub>i</sub> [kN]				
	1	179,52				67,00	38,60					
	2	148,72		22,00								
	3 0.00											
	4	0,00										



		мог	MENTO STABILIZ	ZANTE	
	Ribaltamento delle elevaz:	Peso proprio pareti	Carico solai	Carico archi o volte	Azione tiranti
	4-3-2-1	120,14	12,10	53,60	0,00
	4-3-2	48,33	12,10	0,00	0,00
	4-3	0,00	0,00	0,00	0,00
DATI DI	4	0,00	0,00	0,00	0,00
CALCOL					
0			MOMENTO	RIBALTANTE	
	Ribaltamento	Inerzia pareti	Inerzia solai	Inerzia archi o	Spinta statica

delle elevaz: 4-3-2-1 4-3-2 4-3

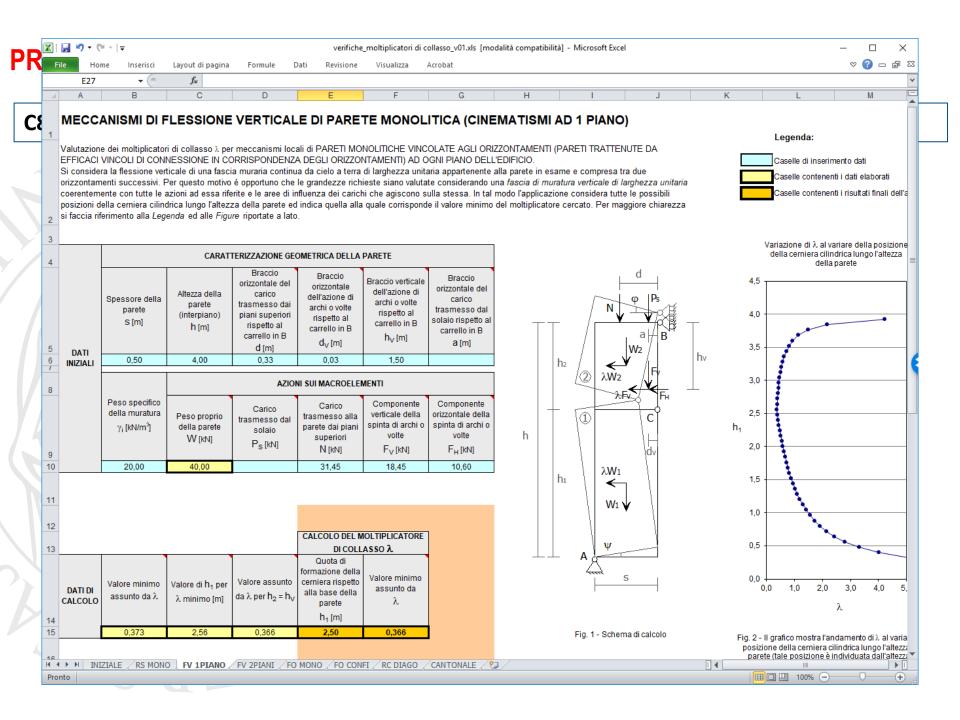
)	Ca	selle contenenti i risultati finali dell'ar	alisi
atica volte	Spinta statica copertura		CAL
2	0,00		MOL
)	0,00		

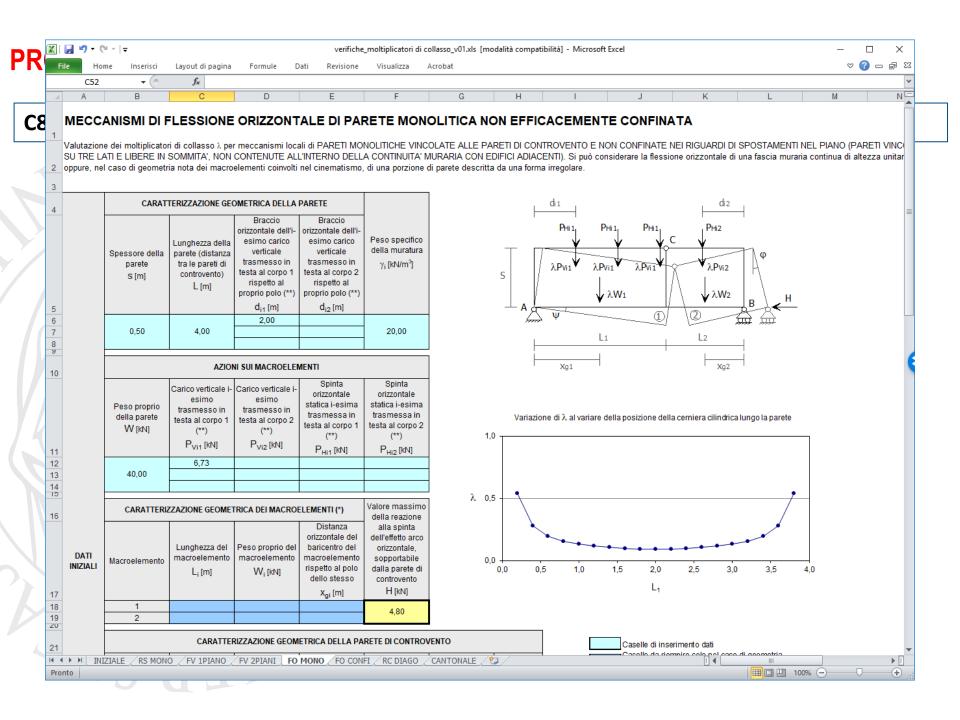
Caselle di inserimento dati

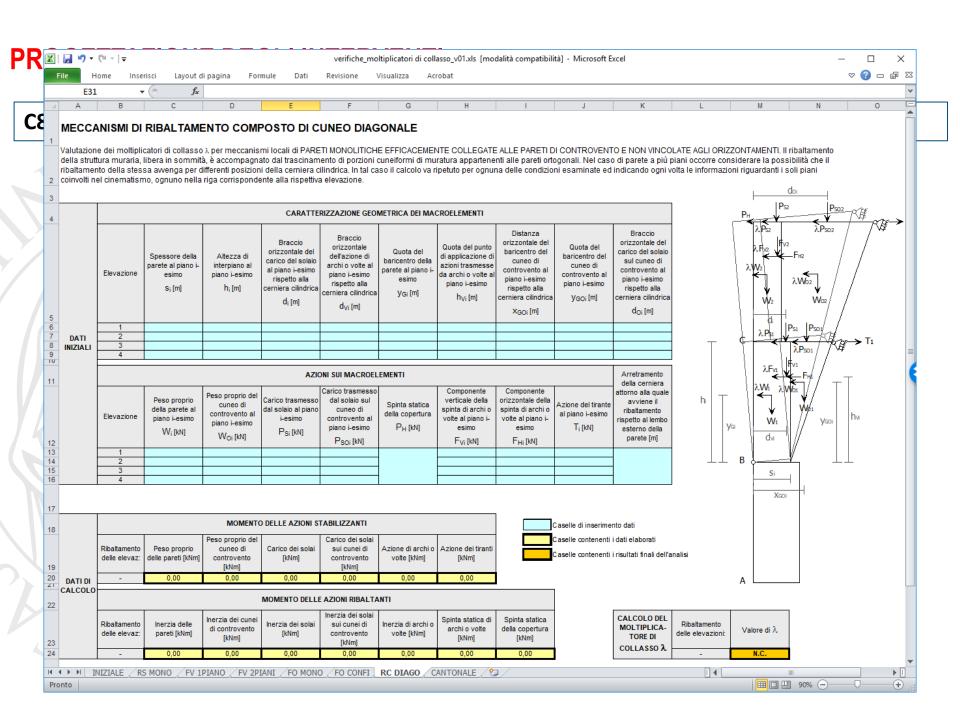
"Geometria della facciata" Caselle contenenti i dati elaborati

Caselle da riempire in alternativa alla sezione

CALCOLO DEL	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di λ
MOLTIPLICATO	4-3-2-1	0,078
RE DI	4-3-2	0,209
COLLASSO $\lambda$	4-3	
	4	

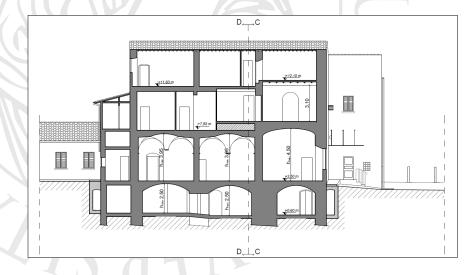


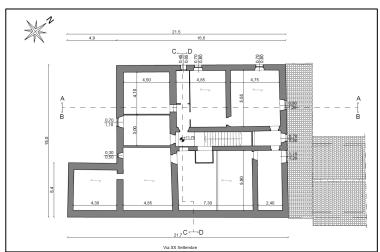


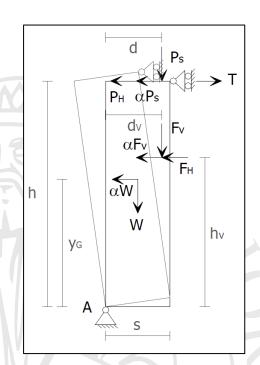


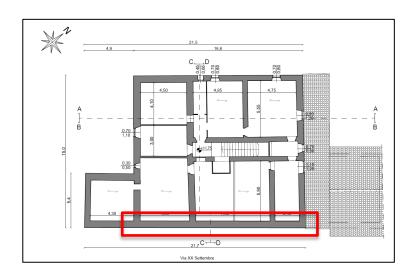


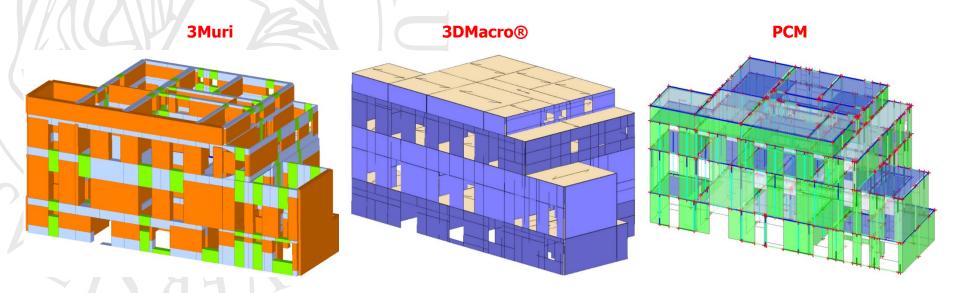






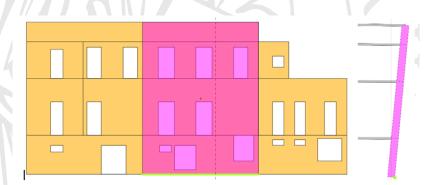




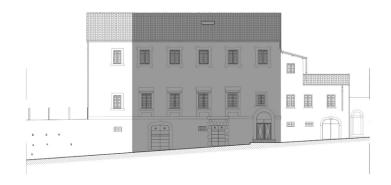




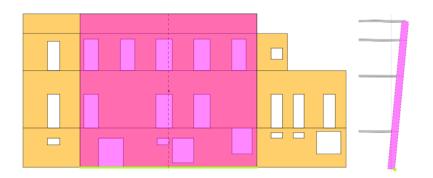
Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.053	116.85	78.4	0.49	1.07	-	0.46	6
P1-P2-P3	0.074	87.88	79.4	0.67	1.07	0.88	0.63	13
P2-P3	0.142	40.84	89.4	1.16	1.07	2.17	0.53	9
P3	0.923	8.42	100	6.71	1.07	3.00	2.24	>174



Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.046	n.d.	n.d.	0.44	1.07	-	0.41	n.d.
P1-P2-P3	0.062	n.d.	n.d.	0.59	1.07	0.90	0.55	n.d.
P2-P3	0.114	n.d.	n.d.	1.01	1.07	2.18	0.46	n.d.
Р3	0.371	n.d.	n.d.	2.93	1.07	3.01	0.97	n.d.

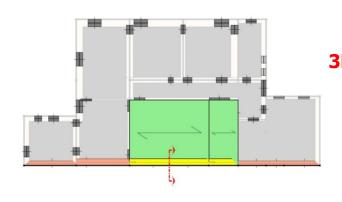


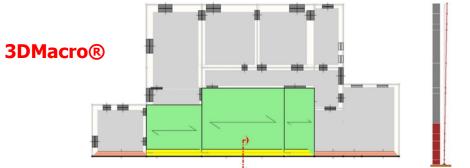
4										
	Ribaltamento	$\alpha_0$	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	$\alpha_{\text{TR}}$	V <sub>N</sub> (anni)
	PT-P1-P2-P3	0.053	167.52	78.5	0.49	1.07	-	0.46	0.42	6
	P1-P2-P3	0.075	124.93	79.1	0.69	1.07	0.88	0.64	0.59	14
	P2-P3	0.139	54.93	89.5	1.13	1.07	2.17	0.52	0.47	8
	Р3	0.923	12.54	100	6.71	1.07	3.00	2.24	>1.67	>174



# 3Muri

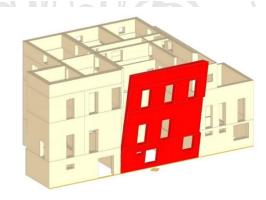
Ribaltamento	$\alpha_0$	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.046	n.d.	n.d.	0.44	1.07	-	0.41	n.d.
P1-P2-P3	0.062	n.d.	n.d.	0.59	1.07	0.90	0.55	n.d.
P2-P3	0.113	n.d.	n.d.	0.99	1.07	2.18	0.45	n.d.
Р3	0.371	n.d.	n.d.	2.93	1.07	3.01	0.97	n.d.

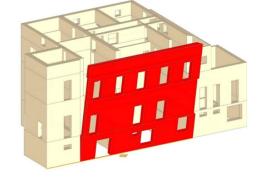




Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.047	152.26	76.6	0.45	1.07	1.84	0.24	n.d.
P1-P2-P3	0.064	117.11	77.8	0.59	1.07	2.26	0.26	n.d.
P2-P3	0.127	60.48	84.4	1.09	1.07	2.90	0.38	n.d.
P3	0.371	23.22	80.0	3.37	1.07	3.22	1.05	n.d.

Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.047	220.38	76.7	0.44	1.07	1.83	0.24	n.d.
P1-P2-P3	0.063	169.582	76.9	0.60	1.07	2.24	0.27	n.d.
P2-P3	0.122	84.46	84.1	1.06	1.07	2.91	0.36	n.d.
Р3	0.371	34.67	80.0	3.37	1.07	3.22	1.05	n.d.



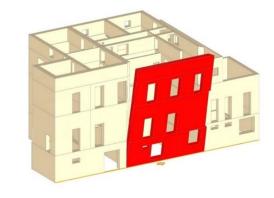


**PCM** 

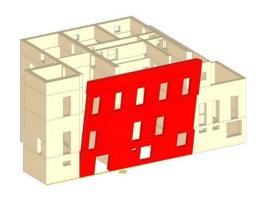
Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.047	121.95	77.2	0.44	1.07	-	0.41	5
P1-P2-P3	0.064	95.49	79.8	0.58	1.07	0.89	0.54	9
P2-P3	0.102	53.11	86.7	0.85	1.07	2.18	0.38	4
P3	0.372	23.62	100	2.70	1.07	3.02	0.89	35

Ribaltamento	α <sub>0</sub>	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$	V <sub>N</sub> (anni)
PT-P1-P2-P3	0.047	178.73	77.7	0.43	1.07	-	0.41	5
P1-P2-P3	0.063	139.99	79.2	0.58	1.07	0.89	0.54	9
P2-P3	0.123	75.40	86.6	1.03	1.07	2.18	0.46	6
P3	0.373	35.81	100	2.70	1.07	3.02	0.90	36

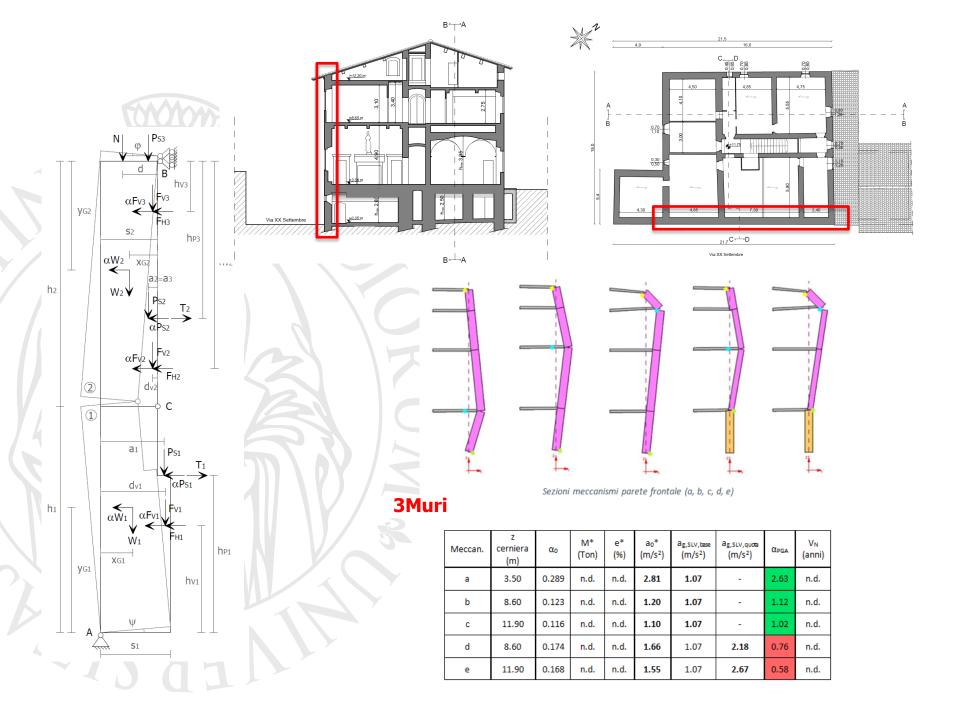
	Ribaltamento	$\alpha_0$	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$
NTC08	PT-P1-P2-P3	0.053	0.49	1.07	-	0.46
3Muri	PT-P1-P2-P3	0.046	0.44	1.07	-	0.41
3DMacro®	PT-P1-P2-P3	0.047	0.45	1.07	1.84	0.24
PCM	PT-P1-P2-P3	0.047	0.44	1.07	-	0.41



	Ribaltamento	$\alpha_0$	a <sub>0</sub> * (m/s²)	a <sub>g,SLV,base</sub> (m/s <sup>2</sup> )	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	$\alpha_{\text{PGA}}$
NTC08	PT-P1-P2-P3	0.053	0.49	1.07	-	0.46
3Muri	PT-P1-P2-P3	0.046	0.44	1.07	-	0.41
3DMacro®	PT-P1-P2-P3	0.047	0.44	1.07	1.83	0.24
PCM	PT-P1-P2-P3	0.047	0.43	1.07	-	0.41



3DMacro nel calcolo dell'accelerazione di domanda per cinematismo in quota, utilizza, per il calcolo del fattore  $\Psi$ , una quota Z non coerente con quella definita dalla normativa: "altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura", mentre il software la assume pari all'altezza, rispetto alla fondazione, del baricentro dei blocchi interessati dal cinematismo.

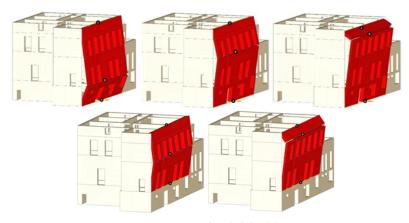


# 3DMacro®

Sezioni meccanismi parete frontale (a, b, c, d, e)

Meccan.	z cerniera (m)	αο	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s²)	ag,stv,base (m/s²)	a <sub>g,SLV,quota</sub> (m/s <sup>2</sup> )	α <sub>PGA</sub>	V <sub>N</sub> (anni)
а	3.50	0.361	304.63	72.8	3.60	1.07	1.79	2.01	n.d.
b	8.60	0.144	304.63	74.4	1.40	1.07	1.79	0.78	n.d.
С	11.90	0.166	304.63	75.9	1.11	1.07	1.79	0.62	n.d.
d	8.60	0.236	223.73	76.2	2.25	1.07	2.26	0.99	n.d.
e	11.90	0.164	223.73	77.9	1.53	1.07	2.26	0.68	n.d.

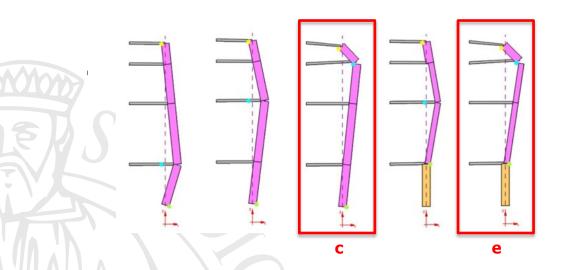
### Parete frontale



Meccanismi parete frontale (a,b,c,d,e)

# **PCM**

Meccan.	z cerniera (m)	αο	M* (Ton)	e* (%)	a <sub>0</sub> * (m/s <sup>2</sup> )	ag,stv,base (m/s²)	ag,stv,quota (m/s²)	αpga	V <sub>N</sub> (anni)
а	3.50	0.384	243.94	80.6	3.46	1.07	-	3.23	>174
b	8.60	0.152	238.57	79.0	1.40	1.07	-	1.36	142
С	11.90	0.118	241.34	80.2	1.08	1.07	-	1.01	51
d	8.60	0.213	196.47	87.9	2.09	1.07	2.18	0.96	44
e	11.90	0.163	188.86	84.5	1.40	1.07	2.65	0.52	8



	Meccan.	z cerniera (m)	αο	a <sub>0</sub> * (m/s²)	ag,stv,base (m/s²)	ag,stv,quota (m/s²)	α <sub>PGA</sub>
3Muri	e	11.90	0.168	1.55	1.07	2.67	0.58
3DMacro®	С	11.90	0.166	1.11	1.07	1.79	0.62
PCM	e	11.90	0.163	1.40	1.07	2.65	0.52

I software 3Muri e PCM riportano risultati simili tra loro (lle differenze che si riscontrano possono essere imputabili all'assenza delle eccentricità degli scarichi dei solai. 3DMacro ${\mathbb R}$  riporta invece valori di  ${\mathfrak a}_{PGA}$  maggiori, a causa della modalità di valutazione dell'accelerazione di domanda in quota. Sempre a causa di questo nella parete frontale il meccanismo di collasso non coincide con gli altri due software.

#### **ANALISI CINEMATICA LINEARE Circ. 2019:**

# ESEMPIO PER CINEMATISMO A TERRA ED IN QUOTA SPETTRI DI PIANO INFLUENZA DELLO SMORZAMENTO DELLA STRUTTURA

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

C8.7.1.2.1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI CORPO RIGIDO (ex appendice)

Hp: restano invariate

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questo tipo di meccanismi sono:

- resistenza della muratura a trazione, nulla;
- scorrimento tra i blocchi, assente;
- resistenza a compressione della muratura, infinita.

Tuttavia, per una simulazione più realistica (anche se in forma approssimata) del comportamento, è possibile considerare:

- a) gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- b) le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- c) la presenza di catene metalliche e di collegamenti alle strutture orizzontali;
- d) la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- e) la presenza di pareti a paramenti scollegati.

(per analisi cinematica lineare le modalità di calcolo restano le stesse)

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

C8.7.1.2.1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI CORPO RIGIDO (ex appendice)

Hp: restano invariate

In generale occorre considerare i meccanismi locali significativi, verificando ciascuno di essi con analisi che vanno dalla statica, lineare o non lineare, alla dinamica non lineare.

Nel caso di analisi statica, l'azione sismica è espressa da forze orizzontali di massa la cui intensità è rappresentata dal moltiplicatore  $\alpha$ , pari al rapporto tra le forze orizzontali e i corrispondenti pesi delle masse presenti.

La verifica può essere eseguita in termini di accelerazione (approccio cinematico lineare) o di spostamento (approccio cinematico non lineare).

(per analisi cinematica lineare le modalità di calcolo restano le stesse)

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

#### C8.7.1.2.1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI CORPO RIGIDO (ex appendice)

Hp: restano invariate

La verifica attraverso i metodi dell'analisi limite con approccio cinematico si articola nei seguenti passi:

- individuazione del meccanismo di dissesto;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
- determinazione della curva  $\alpha$ - $d_C$  (essendo  $d_C$  lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà;
- esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.7.1.2.1 ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI CORPO RIGIDO (ex appendice)

Hp: restano invariate

L'*approccio cinematico lineare* si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento *q*.

L'approccio cinematico non lineare richiede la determinazione dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. La curva che ne rappresenta l'andamento esprime il valore del moltiplicatore a in funzione dello spostamento  $d_{\mathcal{C}}$  di un punto di riferimento del sistema, e deve essere tracciata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali (a=0).

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

#### **C8.7.1.2.1.1** Analisi con approccio cinematico lineare

- Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo (SLAt)
- SLV, attraverso il metodo semplificato del **fattore di comportamento q**, e richiede il calcolo del solo moltiplicatore di attivazione del meccanismo  $\alpha_0$

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{N} (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

- il moltiplicatore  $\alpha_0$  che si ottiene rappresenta una stima per eccesso dell'effettivo moltiplicatore statico di collasso (corrispondente all'attivazione del meccanismo in ambito dinamico).
- Quest'ultimo può essere stimato come il più basso dei moltiplicatori  $\alpha_0$  ottenuti per i meccanismi selezionati come possibili; in tal senso, la forma geometrica delle porzioni di muratura coinvolte nella catena cinematica dovrebbe derivare, nell'ambito di ciascuna classe di meccanismo, da un processo di minimizzazione, facendo riferimento anche a modelli attritivi a blocchi rigidi (identificazione del meccanismo corretto).

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

Un caso particolarmente significativo è quello di una parete che, pur essendo collegata alle pareti di spina ortogonali attraverso un ammorsamento murario parzialmente efficace, ribalta fuori dal proprio piano medio (ribaltamento semplice). A meno che non sia già in atto un distacco evidente dalle pareti ortogonali o che queste non siano totalmente prive di ammorsamento, tale meccanismo può considerare il contributo stabilizzante esercitato dalle pareti ortogonali attraverso resistenze attritive.

#### C8.7.1.2 ANALISI E VERIFICA DEI **MECCANISMI LOCALI** PER AZIONI SISMICHE

- impostazione generale non modificata;
- Principali novità:
  - forza attritiva;
  - domanda e capacità di spostamento per analisi non cinematiche lineari
  - spettri di piano
  - possibilità di eseguire l'analisi dinamica non lineare

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

C8.7.1.2.1.1 Analisi con approccio cinematico lineare

FORZA ATTRITIVA
RIBALTAMENTO CON AMMORSAMENTO





#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

#### C8.7.1.2.1.1 Analisi con approccio cinematico lineare

La risultante della **forza attritiva** che può svilupparsi lungo l'altezza h dell'ammorsamento con una parete ortogonale (lesione verticale a pettine, ipotizzando caratteristiche di ammorsamento pressoché uniformi) può essere ricavata in modo approssimato dalla seguente espressione:

$$F = 0.4 n(n+1) \phi \mu I^2 t_s w$$

- è il numero dei filari interessati dalla lesione verticale ( $n=h/h_b$ , dove  $h_b$  è l'altezza media degli elementi costituenti la muratura);
- è la lunghezza del singolo giunto attritivo, sovrapposizione tra i blocchi di due corsi successivi;
- $\phi$  è il coefficiente di ammorsamento, così definito  $\phi = h_b/l$ ; tale parametro è analogamente definito per il criterio di resistenza a taglio per fessurazione diagonale, con rottura "a scaletta" nei giunti di malta, nell'equazione [C8.7.1.22];
- $\mu$  è il coefficiente d'attrito; un valore di riferimento è 0,577,
- $t_s$  è lo spessore della parete trasversale
- **w** è il peso specifico della muratura.

Il punto di applicazione di questa resistenza può essere assunto a quota 1/3 h; si ricorda che l'altezza h (ovvero la estensione della cerniera) dovrebbe essere identificata attraverso un processo di minimizzazione del moltiplicatore  $\alpha_0$ 

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

C8.7.1.2.1.1 Analisi con approccio cinematico lineare

FORZA ATTRITIVA PER MURATURA MATTONI PIENI,

 $F\approx$  0.4 n (n+1) Φ μ  $I^2$  ts w

12.50 cm

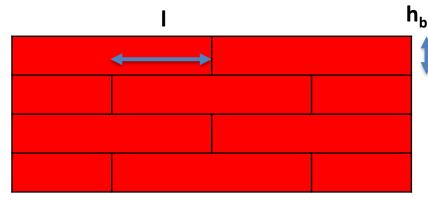
W=

18.00 kN/m<sup>3</sup>

**10.8** kN

spessore parete trasversale

peso specifico della muratura



	A 1 11 / A	
n=h/h <sub>b</sub>	54.55 -	
h=	3.00 m	altezza della parete (si suppone che reagisca per tutta l'altezza)
h <sub>b</sub> =	5.50 cm	altezza di un mattone pieno
l=	12.50 cm	lunghezza del singolo giunto attritivo sovrapposizione blocchi di due corsi successivi
μ=	0.577	coefficiente di attrito
Φ=h <sub>b</sub> /l	0.44	coefficiente di ammorsamento

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

#### C8.7.1.2.1.2 Analisi con approccio cinematico non lineare

L'analisi con approccio cinematico non lineare richiede la valutazione del moltiplicatore  $\alpha$  non solo per la configurazione iniziale della catena cinematica ma anche per configurazioni variate, rappresentative dell'evoluzione del cinematismo e descritte dallo spostamento orizzontale  $d_C$  di un punto C di controllo del sistema, scelto a piacere. In generale il moltiplicatore  $\alpha$  si riduce progressivamente, fino ad annullarsi in corrispondenza dello spostamento  $d_{CO}$ .

La curva a-d<sub>c</sub> ottenuta attraverso l'analisi cinematica non lineare, rappresenta (a meno dell'accelerazione di gravità g) la curva forza reattiva-spostamento, o curva di spinta, del meccanismo locale. Per la sua determinazione è necessario considerare se, con l'evolversi del cinematismo, le forze interne ed esterne si modificano o si mantengono costanti.

L'espressione seguente non è più riportata

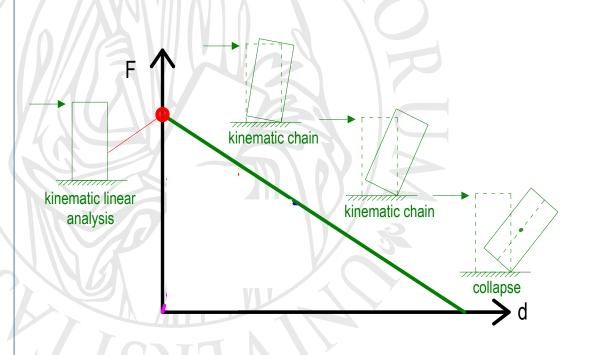
$$\alpha = \alpha_0 \left( 1 - d_k / d_{k,0} \right)$$

Nel seguito si suppongono le diverse azioni costanti durante il cinematismo.

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

C8.7.1.2.1.2 Analisi con approccio cinematico non lineare

#### C8.7.1.2.1.3 Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente



$$a = \frac{\alpha(d_{C})g}{e^{*}FC}$$

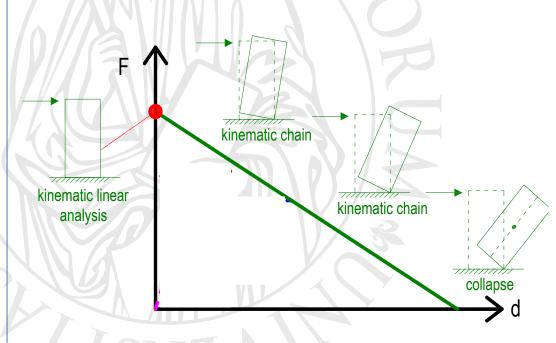
$$d = d_{C} \frac{\sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k}) \delta_{PQx,k}^{2}}{\delta_{Cx} \sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k}) \delta_{PQx,k}}$$

$$e^{*} = \frac{\left[\sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k}) \delta_{PQx,k}\right]^{2}}{\left[\sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k})\right] \left[\sum_{k=1}^{N} (P_{k} + Q_{k}) \delta_{PQx,k}^{2}\right]}$$

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.7.1.2.1.2 Analisi con approccio cinematico non lineare

#### C8.7.1.2.1.3 Definizione dell'oscillatore non lineare equivalente

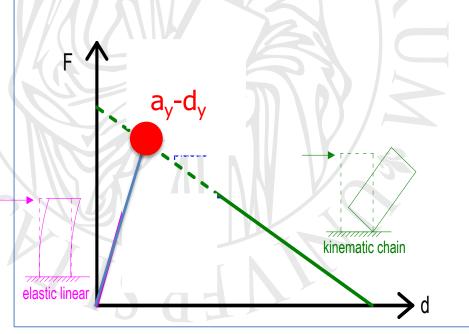


La curva di capacità così ottenuta presuppone che il comportamento del meccanismo, prima della sua attivazione, sia infinitamente rigido; è ammissibile nel caso di meccanismi fuori dal piano di pareti murarie inizialmente vincolate con continuità alle pareti trasversali, le pareti all'inizio non sono caratterizzate da un comportamento dinamico autonomo

#### **C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA**

#### C8.7.1.2.1.2 Analisi con approccio cinematico non lineare

**Nel caso invece di elementi liberi di vibrare** (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare che la loro risposta, prima che si verifichino le condizioni di attivazione del cinematismo, è dinamica elastica, anche se spesso caratterizzata da un basso periodo di vibrazione; è quindi necessario introdurre un ramo elastico iniziale nella curva di capacità, legando l'accelerazione a allo spostamento d mediante il periodo T<sub>0</sub> attraverso la equazione



$$a = \frac{4\pi^2}{T_0^2}d$$
  $T_0 = \kappa\lambda L\sqrt{\frac{w}{Eg}}$ 

dove:

 $\kappa$  è un coefficiente che vale 6,2 per elementi svettanti (mensola) e 2,2 per meccanismi flessionali verticali (trave appoggiata);

**L** è la lunghezza dell'elemento;

 $\lambda$  è la snellezza dell'elemento (rapporto tra la lunghezza L e lo spessore t);

**w** è il peso specifico della muratura;

**E** è il modulo elastico della muratura, si suggerisce di introdurre un valore ridotto per considerare condizioni fessurate.

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.7.1.2.1.4 Azioni spettrali da applicare nella verifica dei meccanismi locali

Per la verifica dei meccanismi locali occorre valutare correttamente gli effetti di interazione dinamica con la costruzione, in relazione alle sue caratteristiche dinamiche (frequenze proprie) e alla quota alla quale gli elementi soggetti a verifica sono collocati (forme modali).

Per la determinazione degli spettri di risposta alle diverse quote della costruzione, si può fare riferimento al § C7.2.3 e, in particolare, alle equazioni [C.7.2.5 ÷ 10]. (spettri di piano)

In particolare, per tener conto delle non linearità della struttura principale, che producono una riduzione dell'amplificazione delle accelerazioni relative ai meccanismi locali, occorre valutare lo smorzamento viscoso equivalente  $\zeta_k$  e l'incremento del periodo equivalente  $\mathsf{T}_k$ , da introdurre nelle equazioni suddette.

Indicazioni per tenere in conto del  $\zeta_k$   $\mathbf{T_k}$  gli edifici in muratura

- presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100%
- raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20%.

Degli Abbati, Cattari, Lagomarsino. Proposta di spettri di piano per la verifica di elementi non strutturali e meccanismi locali negli edifici in muratura. XVII Convegno ANIDIS - Pistoia

#### C7.2.3 Spettri di piano

Formulazione analitica semplificata, valida per gli elementi non strutturali, per gli impianti e per eventuali meccanismi locali, valida qualunque sia la tipologia della costruzione.

La formulazione analitica semplificata consente di valutare lo spettro di accelerazione  $S_{ez}(T, \zeta)$  ad una quota z significativa per l'elemento non strutturale. La formulazione è basata sulle proprietà dinamiche della struttura principale e sui valori dello spettro di risposta alla base dell'edificio calcolati in corrispondenza dei periodi propri della costruzione.

Questa formulazione consente di tenere conto del contributo fornito da tutti i modi di vibrazione ritenuti significativi;

in linea generale devono essere preventivamente individuate le forme di vibrazione (ed i relativi periodi) significative per l'elemento non strutturale, l'impianto o il meccanismo locale in esame, anche in relazione alla sua posizione in pianta (la sommatoria nella formula che segue è estesa a questi modi, identificati dal pedice k):

#### C7.2.3 Spettri di piano

$$S_{eZ,k}(T,\xi,z) = \begin{cases} \frac{1.1 \, \xi_{k}^{-0.5} \, \eta(\xi) \, a_{Z,k}(z)}{1 + \left[1.1 \, \xi_{k}^{-0.5} \, \eta(\xi) \, a_{Z,k}(z)\right]} & T < a T_{k} \\ 1.1 \, \xi_{k}^{-0.5} \, \eta(\xi) \, a_{Z,k}(z) & a T_{k} \le T \le b \\ \frac{1.1 \, \xi_{k}^{-0.5} \, \eta(\xi) \, a_{Z,k}(z)}{1 + \left[1.1 \, \xi_{k}^{-0.5} \, \eta(\xi) \, a_{Z,k}(z)\right]} & T > b T_{k} \end{cases}$$

$$a_{Z,k}(z) = S_{e}(T_{k}, \xi_{k}) \gamma_{k} \psi_{k}(z) \sqrt{1 + 0.0004 \xi_{k}^{2}}$$

àz,k è il contributo del k-esimo modo alla accelerazione massima di piano.

TUTTI MODI SIGNIFICATIVI SONO COMBINATI  $S_{eZ,k}$  è il contributo allo spettro di risposta di piano fornito dal k-esimo modo della struttura principale, di periodo proprio  $T_k$  e smorzamento viscoso equivalente  $\xi_k$ 

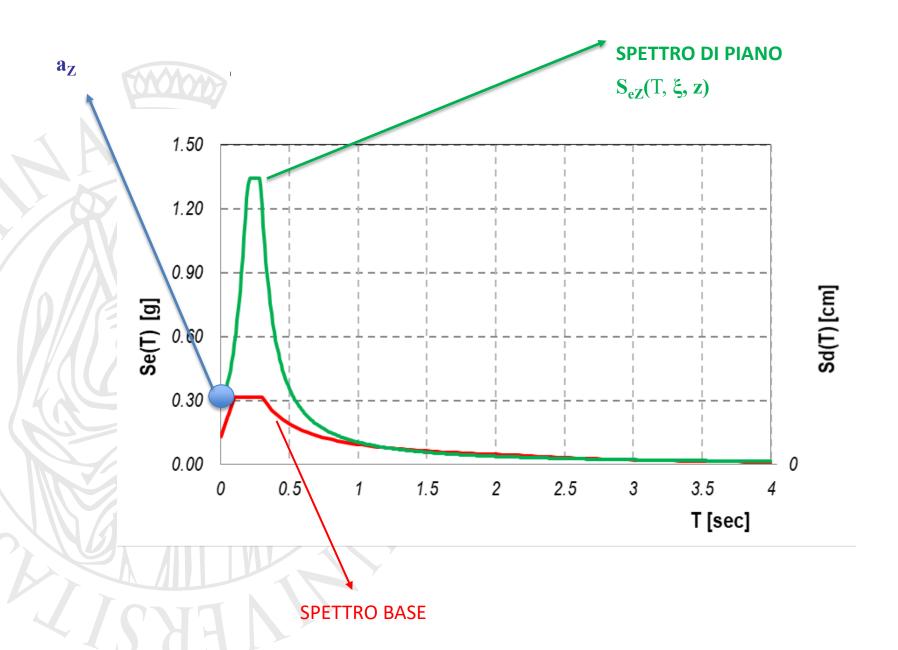
**a e b** sono coefficienti per definire l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano, pari a **0.8 e 1.1** rispettivamente;

 $\eta$  ( $\zeta$ ) è il fattore che altera lo spettro elastico per un coefficiente di smorzamento  $\neq$  dal 5% (del meccanismo);

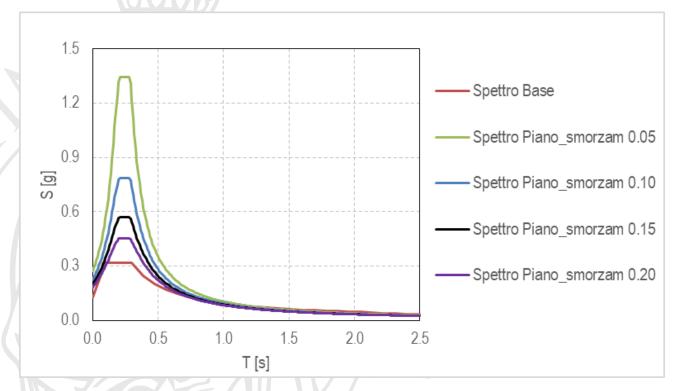
 $\Psi_k(\mathbf{z})$  valore della k-esima forma modale alla quota z,  $\Psi_k(\mathbf{z}) = \mathbf{Z}/\mathbf{H}$ 

 $\gamma_k$  coef. di partecipazione modale

$$\gamma_1 = \frac{3n}{2n+1}$$



### Andamento dello spettro di piano in funzione dello smorzamento della struttura ( $\zeta_k$ )



3 piani

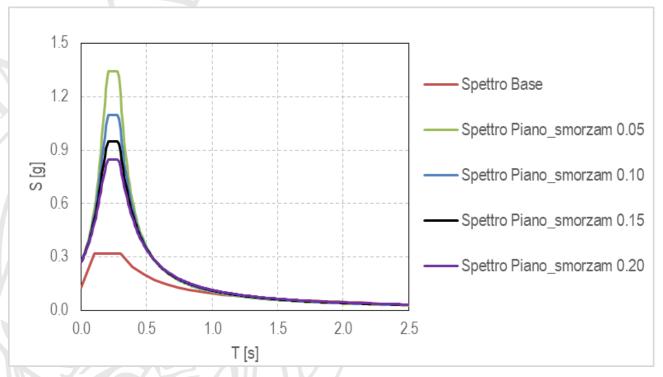
H = 9 metri

Z= 6 metri (sec. piano)

k=1 Si considera una sola forma modale

n	3	numero piani
$\gamma_{\mathtt{1}}$	1.29	coeff partecipaz modale k esimo modo di vibrare della costruzione
а	0.8	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano
b	1.1	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano
ξ [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente dell'elemento non strutturale
$\psi_k(z)$	0.67	collocato il meccanismo locale da verificare
ξ <sub>k</sub> [%]	variabile	smorzamento viscoso equivalente della struttura
***		

### Andamento dello spettro di piano in funzione dello smorzamento del meccanismo (o elemento non strutturale) ( $\zeta$ )



3 piani

H = 9 metri

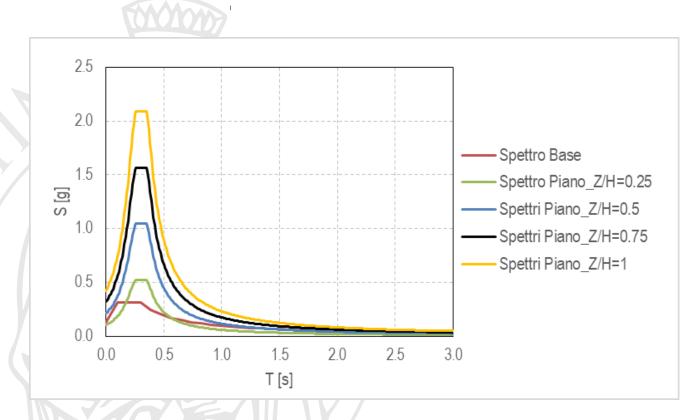
Z= 6 metri (sec. piano)

k=1 Si considera una sola forma modale

n	3	numero piani	
$\gamma_1$	1.29	coeff partecipaz modale k esimo modo di vibrare della costruzione	
a	0.8	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano	
b	1.1	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano	
ξ [%]	variabile	e smorzamento viscoso equivalente dell'elemento non strutturale	
$\psi_k(z)$	0.67	collocato il meccanismo locale da verificare	
ξk [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente della struttura	

Da circolare SLV  $\xi$  = 8% e SLC 10%

#### Andamento dello spettro di piano in funzione di Z/H



4 piani

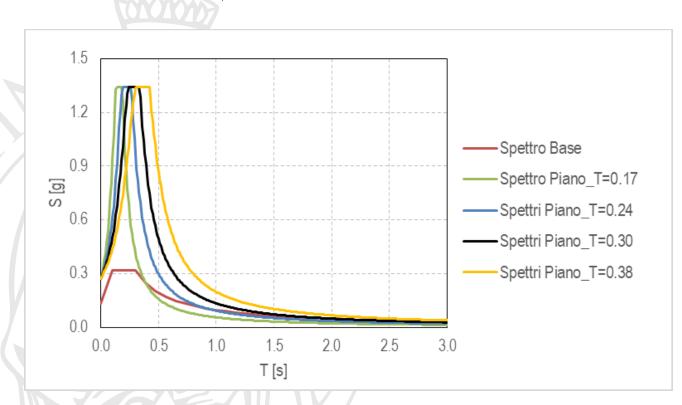
H = 12 metri

Z= 3 m Z/H=0.25 6 m Z/H=0.50 9 m Z/H=0.75 12 m Z/H=1.00

k=1 Si considera una sola forma modale

	n	4	numero piani
	$\gamma_1$	1.33	coeff partecipaz modale k esimo modo di vibrare della costruzione
	а	0.8	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano
b 1.1 coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massir		coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano	
	ξ [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente dell'elemento non strutturale
	$\psi_k(z)$	0.67	collocato il meccanismo locale da verificare
	ξk [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente della struttura

#### Andamento dello spettro di piano in funzione del periodo T



#### 3 piani

$$\psi_{k}(z) = 0.67$$

H=5 m T=0.17 sec

H=8 m T=0.24 sec

H=11 m T=0.30 sec

H=15 m T=0.38 sec

k=1 Si considera una sola forma modale

n	3	numero piani	
$\gamma_{\mathtt{1}}$	1.29	coeff partecipaz modale k esimo modo di vibrare della costruzione	
a	0.8	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piano	
b	1.1	coeff che definiscono l'intervallo di amplificazione massima dello spettro di piar	
ξ [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente dell'elemento non strutturale	
$\psi_k(z)$	0.67	collocato il meccanismo locale da verificare	
ξk [%]	0.05	smorzamento viscoso equivalente della struttura	

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.7.1.2.1.5 Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale (SLAt)

Nel caso dei meccanismi locali l'attivazione del meccanismo comporta l'apertura di lesioni, una condizione che può essere ancora lontana dal vero e proprio ribaltamento; peraltro, la presenza di un quadro fessurativo non necessariamente indica l'attivazione di un meccanismo di dissesto. Tuttavia, nel caso di elementi murari non efficacemente connessi al resto della costruzione per l'assenza di catene, di ammorsamento con i muri ortogonali, di collegamenti con i diaframmi orizzontali, la vulnerabilità nei confronti di questo stato limite può risultare elevata, come è stato osservato frequentemente a seguito dei passati terremoti.

Nell'ipotesi che la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporti come infinitamente rigida fino all'attivazione del cinematismo, questo si attiva quando l'accelerazione massima alla quota z ( $a_z$ ) a cui si colloca il meccanismo locale in esame è uguale all'accelerazione  $a_0$  corrispondente al moltiplicatore di attivazione  $\alpha_0$ :

$$a_{Z,SLAt} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

Non libero di vibrare

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{N} \left(P_k + Q_k\right) \delta_{PQx,k}}$$

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

#### C8.7.1.2.1.5 Verifica dello Stato Limite di Danno del meccanismo locale (SLAt)

Nel caso invece di meccanismi locali relativi ad elementi liberi di vibrare (quali parapetti, porzioni svettanti di facciate, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare la domanda in accelerazione (alla quota z) corrispondente al periodo caratteristico iniziale T<sub>0</sub> del meccanismo (per uno smorzamento  $\zeta$ =5%, a meno di più accurate valutazioni da adottare in funzione della geometria e delle condizioni di vincolo) e confrontarla con la capacità a, (che può in genere essere approssimata da a<sub>0</sub>):

$$S_{eZ,SLAt}(T_0) = \frac{a_y}{FC} \cong \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$

Per la verifica è, in entrambi i casi, necessario valutare l'accelerazione al suolo a<sub>g,SLAt</sub>, rispettivamente attraverso la [C7.2.11] o la [C7.2.5] e confrontarla con l'accelerazione di riferimento al suolo ag valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite rilevante per la struttura oggetto di verifica.  $\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{N} (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$ 

È richiesta una verifica in termini di a<sub>g</sub>.

Libero di vibrare

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

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<sub>SLV</sub> corrisponde al minore tra gli spostamenti così definiti:

- il 40% dello spostamento d<sub>0</sub> 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).

guono.

#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

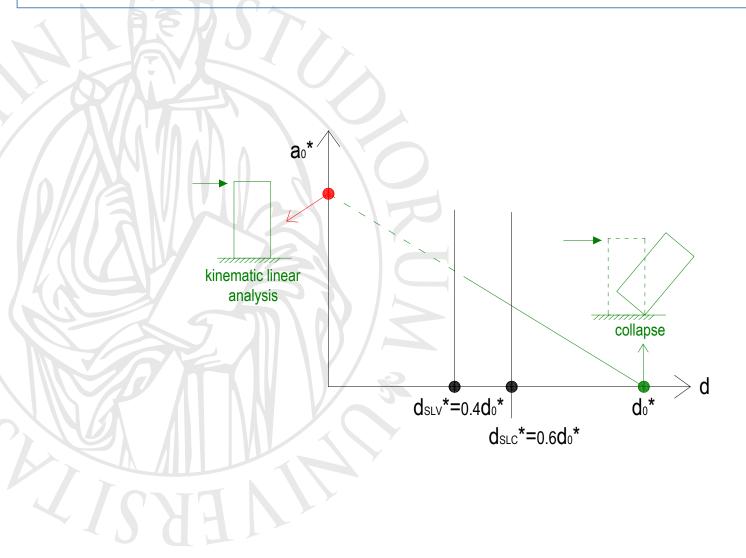
C8.7.1.2.1.6 Verifica degli Stati Limite Ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) e di prevenzione del Collasso (SLC)

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

- il 60% dello spostamento d<sub>0</sub> 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 localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio sfilamento di travi, collasso di volte), nei casi in cui questo sia valutabile.

Per la verifica si utilizzano, in genere, metodi di analisi non lineare, statica o dinamica; la verifica allo SLV può essere eseguita anche adottando un metodo lineare, considerando solo il moltiplicatore di attivazione del meccanismo e utilizzando un fattore di comportamento q. Le procedure descritte nel seguito sono state calibrate per meccanismi nei quali gli spostamenti dei punti di tutti i corpi rigidi coinvolti si mantengano paralleli ad uno stesso piano; condizioni di vincolo più complesse, che comportino ad esempio l'attivazione di cerniere torsionali, possono non esser adeguatamente rappresentante dalle equazioni che se-

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



#### C8.7.1 PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI – COSTRUZIONI IN MURATURA

C8.7.1.2.1.7 Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (analisi cinematica lineare)

L'accelerazione al suolo a<sub>g,SLV</sub> può essere calcolata moltiplicando per un fattore di comportamento q l'accelerazione valutata per lo SLAt (a<sub>g,SLAt</sub>), attraverso le equazioni:

$$a_{z,s,k} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC}$$
  $a_{z,k}(z) = S_e(T_k, \xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1 + 0.0004 \xi_k^2}$ 

nel caso di meccanismi locali rigidamente vincolati alla struttura principale, o le equazioni

$$S_{\text{eZ},\text{SLAt}}(T_0) = \frac{\mathbf{a}_y}{FC} \cong \frac{\alpha_0 \mathbf{g}}{e^* FC} \qquad S_{\text{eZ}}(T, \xi, \mathbf{z}) = \sqrt{\sum S_{\text{eZ},k}^2(T, \xi, \mathbf{z})} \quad \left( \geq S_{\text{e}}(T, \xi) \quad \text{per } T > T_1 \right)$$

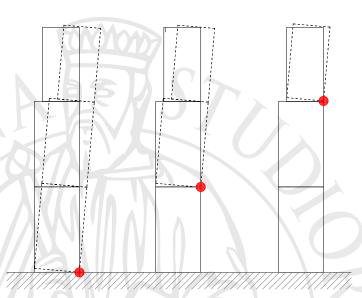
nel caso di elementi liberi di vibrare.

(...) si può assumere q = 2.

#### QUESTA VERIFICA CAMBIA, PRIMA L'EQUAZIONE ERA

$$a_0^* \ge \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

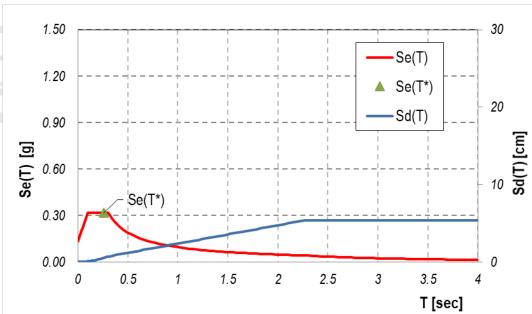
L'accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  deve essere confrontata con l'accelerazione di riferimento al suolo  $a_g$  valutata per la probabilità di superamento dello SLV nella vita di riferimento, come definita al  $\S$  3.2 delle NTC.

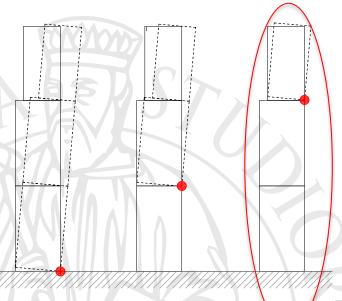


- FIRENZE
- TR = 475 ( $V_N$ =50 anni,  $C_U$ =1)
- Terreno = A
- Categoria = T1
  - $a_g = 0.131 [g]$
  - $T_c = 0.302 \text{ sec}$
  - $F_0 = 2.413$

#### **IPOTESI**

- 3 piani
- Larghezza parete = 4 m;
- $H_1$ ,  $H_2$ ,  $H_3 = 3$  m;  $H_{TOT} = 9$  m;
- $t_1$ ,  $t_2$  = 0.60 m;  $t_3$  = 0.50 m;
- Parete piena;
- Pietrame disordinato
- Carico solo in copertura, N=30 kN, e=t/2
- LC1, FC = 1.35

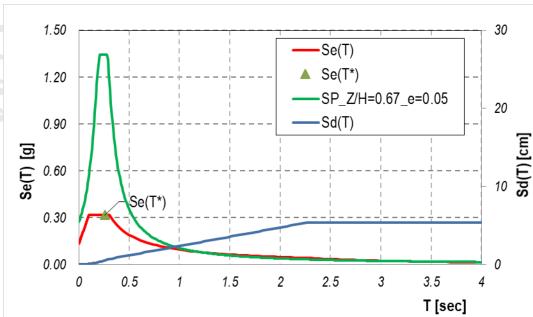


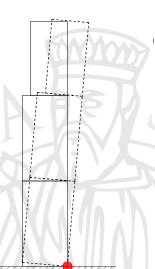


- FIRENZE
- TR = 475 ( $V_N$ =50 anni,  $C_U$ =1)
- Terreno = A
- Categoria = T1
  - $a_g = 0.131 [g]$
  - $T_c = 0.302 \text{ sec}$
  - $F_0 = 2.413$
- SPETTRI DI PIANO  $\zeta_k$ =5%, Z/H=0.67

#### **IPOTESI**

- 3 piani
- Larghezza parete = 4 m;
- $H_1$ ,  $H_2$ ,  $H_3 = 3$  m;  $H_{TOT} = 9$  m;
- $t_1$ ,  $t_2$  = 0.60 m;  $t_3$  = 0.50 m;
- Parete piena;
- Pietrame disordinato
- Carico solo in copertura, N=30 kN, e=t/2
- LC1, FC = 1.35





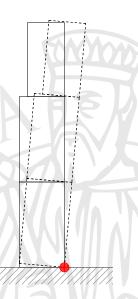
**MECCANISMO A TERRA** 

$$\alpha_0 = 0.0607$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{k=1}^{N} P_k \delta_{Py,k} - \sum_{k=1}^{m} F_k \delta_{F,k} + L_i}{\sum_{k=1}^{N} (P_k + Q_k) \delta_{PQx,k}}$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

1) Verifica dello Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo



#### MECCANISMO A TERRA

$$\alpha_0 = 0.0607$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

#### 1) Verifica dello Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo

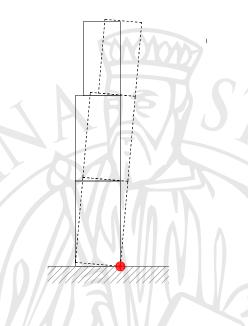
- Calcolo della accelerazione corrispondente al moltiplicatore di attivazione

$$a_0 = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = a_{Z,SLAt} = 0.58 \ m/s^2 = 0.059 \ [g]$$
 Z = 0

- Calcolo dell'accelerazione al suolo  $a_{g,SLAt}$ , Siamo a Z=0, **si utilizza lo spettro base**,

$$a_{g,SLAt} = \frac{a_0}{S} = \frac{0.059}{1} = 0.059 [g]$$

- da confrontarsi con l'accelerazione di riferimento al suolo  $a_g$  valutata per la probabilità di superamento corrispondente allo stato limite rilevante (non viene specificato quale).

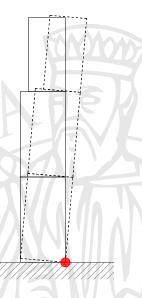


MECCANISMO A TERRA

$$\alpha_0 = 0.0607$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

2) Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q



#### MECCANISMO A TERRA

$$\alpha_0 = 0.0607$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

2) Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q

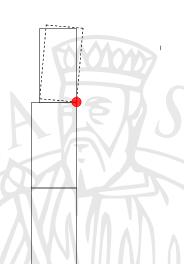
- Calcolo della accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  come prodotto di  $a_{g,SLAt}$  per q con q=2:

$$a_{g,SLV} = a_{g,SLAt} \cdot q = 0.059 \cdot 2 = 0.118$$
 [g]

$$Z = 0$$

- da confrontarsi con l'accelerazione di riferimento al suolo  $a_g$  allo SLV di domanda = 0.131 [g]

$$\xi_E = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g(SLV)}} = \frac{a_{g,SLV \ capacit\`{a}}}{a_{g,SLV \ domanda}} = 0.90$$
 indice di sicurezza

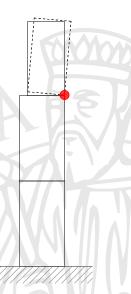


MECCANISMO IN QUOTA

$$\alpha_0 = 0.1379$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

1) Verifica dello Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo



MECCANISMO IN QUOTA

$$\alpha_0 = 0.1379$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

1) Verifica dello Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo

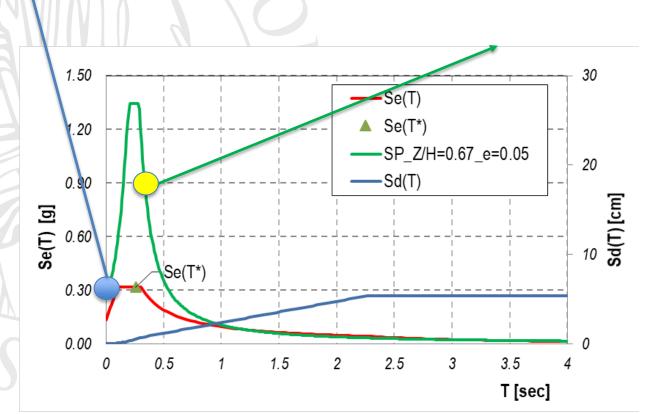
- Calcolo della accelerazione corrispondente al moltiplicatore di attivazione

$$a_0 = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} = a_{Z,SLAt} = 1.115 \frac{m}{s^2} = \mathbf{0.114} [g]$$
 Z = 6 metri

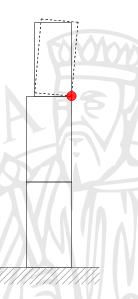
- Calcolo dell'accelerazione al suolo  $a_{g,SLAt}$ , Siamo a Z=6 m, si utilizza lo spettro di piano in corrispondenza del T=0, ovvero il punto di aggancio allo spettro;

Nel caso di elementi vincolati prima dell'attivazione del meccanismo si utilizza lo spettro di piano in corrispondenza del T=0, ovvero il punto di aggancio allo spettro;

Nel caso invece di elementi liberi di vibrare (quali parapetti, pinnacoli o merlature, ecc.) è necessario considerare che la loro risposta, prima che si verifichino le condizioni di attivazione del cinematismo, è dinamica elastica, quindi si considera lo spettro in funzione del loro periodo di vibrazione



$$T_0 = \kappa \lambda L \sqrt{\frac{\mathbf{w}}{Eg}}$$



#### MECCANISMO IN QUOTA

$$\alpha_0 = 0.1379$$

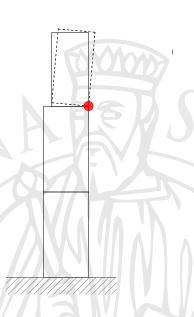
la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

#### 1) Verifica dello Stato Limite di Danno di attivazione del meccanismo

- Considerando una sola forma modale (k=1), si ricava  $a_{g,SLAt}$ , invertendo la formula degli spettri di piano,  $a_{Z,k}(z) = S_{\rm e}(T_k,\xi_k) |\gamma_k \psi_k(z)| \sqrt{1+0.0004 \xi_k^2}$  in cui  $a_z(z) = a_{Z,SLAt} = 0.114$  [g]

$$S_e(T,\xi) = \frac{a_z(z)}{|\gamma\psi(z)|\sqrt{1+0.0004\xi^2}} = \frac{0.114}{|1.29\cdot 067|\sqrt{1+0.0004(5)^2}}$$

- Da cui tramite le formule dello spettro di base ( $T_R$ , $a_g$ , $F_0$  variabili) è possibile calcolarsi l'  $a_{g,SLAt}$
- $a_{g,SLAt} =$  **0.051** [g] da confrontarsi con lo  $a_g$  allo stato limite idoneo (non specificato).

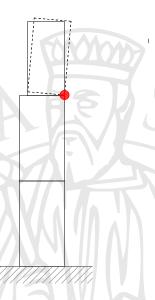


MECCANISMO IN QUOTA

$$\alpha_0 = 0.1379$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

2) Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q



MECCANISMO IN QUOTA

$$\alpha_0 = 0.1379$$

la porzione rappresentata dal sistema di corpi rigidi si comporta come **infinitamente rigida** fino all'attivazione del cinematismo

2) Verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q

- Calcolo della accelerazione al suolo  $a_{g,SLV}$  come prodotto di  $a_{g,SLAt}$  per q con q=2:

$$a_{g,SLV} = a_{g,SLAt} \cdot q = 0.051 \cdot 2 = 0.103$$
 [g]

- da confrontarsi con l'accelerazione di riferimento al suolo  $a_g$  allo SLV di domanda = 0.131 [g]

$$\xi_E = \frac{a_{g,SLV}}{a_{g(SLV)}} = 0.79$$
 indice di sicurezza

indice di sicurezza, 
$$\xi_{\pmb{E}} = \frac{a_{g,SLVcapacità}}{a_{g(SLV)domanda}}$$

### MECCANISMO A TERRA MECCANISMO IN QUOTA CIRC. 2009 0.84 0.90 CIRC. 2018 0.90 0.79 5%

0

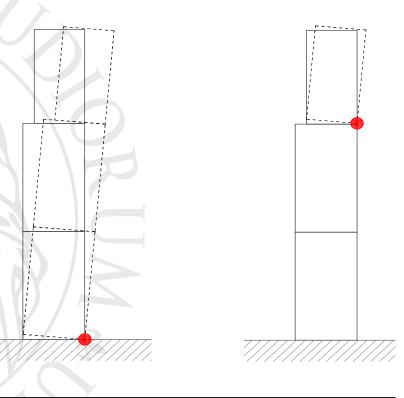
indice di sicurezza 
$$\xi_E = \frac{a_{g,SLVcapacità}}{a_{g(SLV)domanda}}$$

#### MECCANISMO A TERRA

#### **MECCANISMO IN QUOTA**

Indicazioni per tenere in conto del  $\zeta_k$   $\mathbf{T_k}$  gli edifici in muratura

- presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% (75%)
- raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20% (15%)

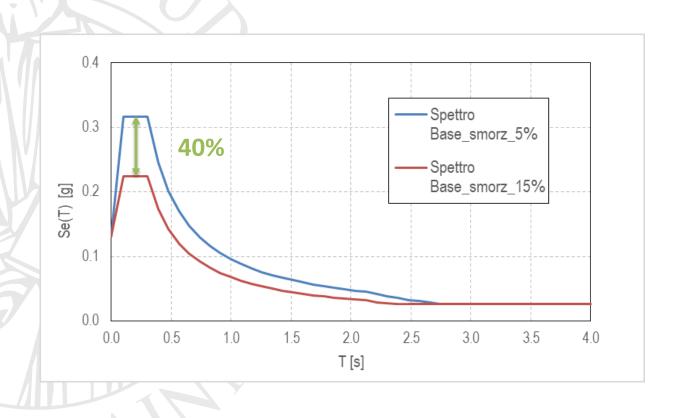


Se smorzamento struttura

 $\xi k = 15\%$ 

CIRC. 2009	0.90	0.84	
CIRC. 2018	0.90	0.79	(1.05)
Variazione%	0	5%	

Influenza dello smorzamento della struttura sullo spettro di base



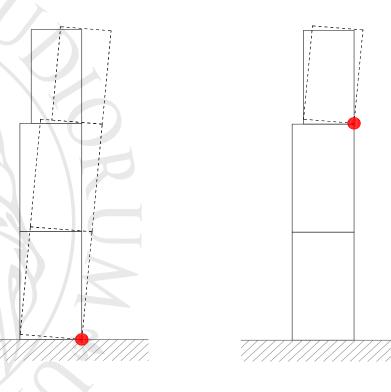
indice di sicurezza 
$$\xi_E = \frac{a_{g,SLVcapacità}}{a_{g(SLV)domanda}}$$

#### MECCANISMO A TERRA

#### **MECCANISMO IN QUOTA**

Indicazioni per tenere in conto del  $\zeta_k$   $\mathbf{T_k}$  gli edifici in muratura

- presentano un incremento del periodo equivalente compreso tra il 50% ed il 100% (75%)
- raggiungono valori di smorzamento viscoso equivalente variabili dal 10% fino al 20% (15%)



Se smorzamento struttura  $\xi k = 15\%$ 

T=T<sub>1</sub>

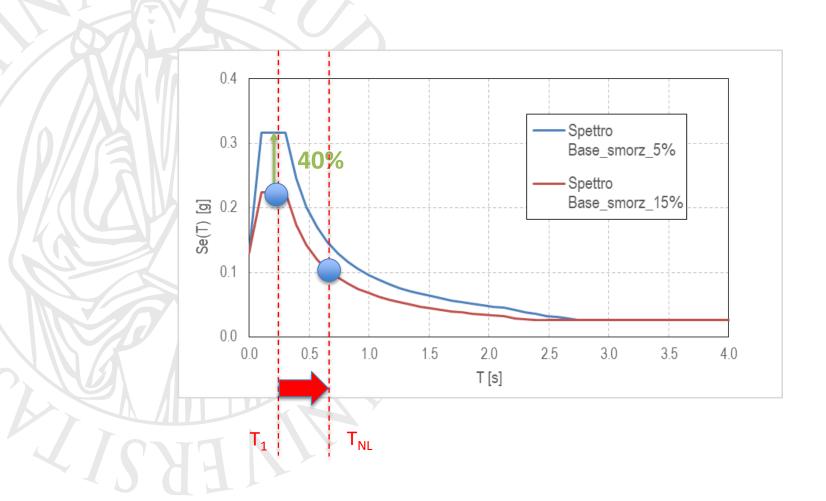
CIDC 2019	0.00	0.70
CIRC. 2009	0.90	0.84

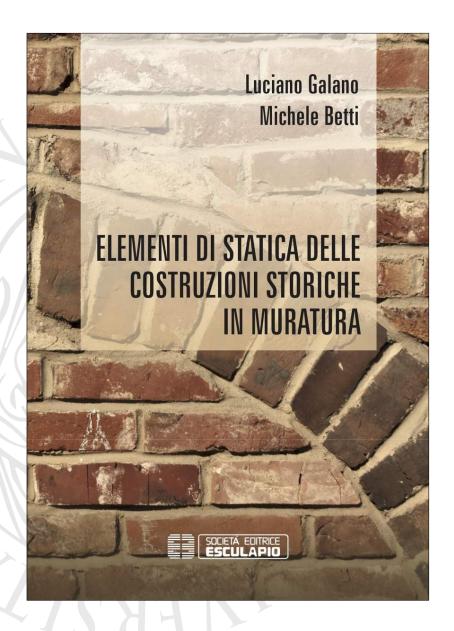
CIRC. 2018	0.90	(0.79)(	1.05
Variazione%	0	5%	

1.67

 $T=T_{NL}$ 

Influenza dello smorzamento della struttura sullo spettro di base e del periodo abbattuto per tener conto della fessurazione in campo non lineare

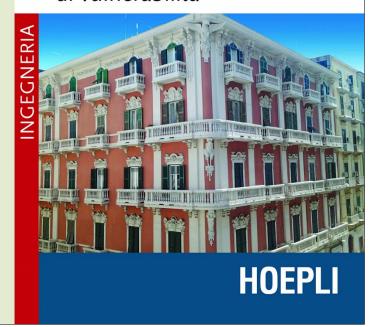




Nicola Augenti Fulvio Parisi

#### TEORIA E TECNICA DELLE STRUTTURE IN MURATURA

Progettazione e analisi di vulnerabilità







#### LE NUOVE NTC 2018

## PROGETTAZIONE DEGLI INTERVENTI LOCALI

Roma, 9 Ottobre 2020



Prof. Ing. Michele Betti

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Firenze
michele.betti@unifi.it

