

EC8-2G

Il nuovo standard europeo per la progettazione sismica



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.



Sessione 4 - Materiali e tipologie costruttive

EN1998-1-2. Strutture in muratura, tamponature ed elementi costruttivi non strutturali

Guido Magenes, Università di Pavia

Pavia - 5 Giugno 2025

Strutture in muratura (trattate nel capitolo 14):

- §14: Regole specifiche per gli edifici in muratura

Elementi costruttivi non strutturali (trattati nel capitolo 7):

- § 7.4: Telai con tamponamenti in muratura
- § 7.5: Rivestimenti (Claddings)
- § 7.6: Divisori (Partitions)

- **Numerosi cambiamenti** rispetto all'Eurocodice 8 «vecchia generazione». In generale:
 - **maggiore informazione** (pochi «shall», molti «should» e «may») su come procedere nel progetto sismico, chiarendo le funzioni dei diversi elementi strutturali e chiarendo meglio come affrontare le verifiche per azioni nel piano dei muri e ortogonali al piano dei muri
 - **nuovi fattori di struttura** (per le verifiche in forza) e introduzione di **capacità deformative** (per le verifiche in spostamento) basate su dati sperimentali e ricerche aggiornate
- Nella scrittura del cap.14 vi è stata una **significativa influenza dell'approccio normativo adottato dalle NTC italiane (2008 e 2018)**.
- Sono normate le tipologie costruttive coperte dalla EN 1996-1-1: **muratura ordinaria, muratura confinata, muratura armata**

14.2 Basis of design

- Gli edifici in muratura devono avere un comportamento scatolare e possono essere progettate in:
 - Classe di duttilità **DC1**: non sono previste deformazioni inelastiche né comportamento dissipativo (regole e dettagli costruttivi da EN 1996-1-1)
 - Classe di duttilità **DC2**: con moderate deformazioni inelastiche e dissipazione di energia (con regole e dettagli definiti nella EN1998-1-2, §14.7)
- Si individua una distinzione tra **indice S_δ di azione sismica molto basso o basso** ($S_\delta \leq 3,25 \text{ m/s}^2$) e **medio o alto** ($S_\delta > 3,25 \text{ m/s}^2$) per cui sono previste regole più stringenti
- Per la muratura ordinaria con $S_\delta > 3,25 \text{ m/s}^2$ è obbligatorio il progetto in DC2.

Impostazione concettuale globale del cap. 14 (1)

- Sono previste delle verifiche allo **Stato Limite di Danno (DL)** e allo Stato Limite Ultimo (**Danno Severo SD e/o Prevenzione del Collasso NC**).
- **DL**: verifica drift interpiano descritta nel cap. 6 (data per tutti gli edifici); il § 14 non aggiunge nulla
- **SLU**: in generale la EN1998 ritiene **indispensabile la verifica per il solo SD**, tuttavia il cap. 14 dà indicazioni anche per NC, qualora sia prevista questa verifica.
- **Verifiche allo SD in forza**: si prevede di svolgere **separatamente** verifiche dei muri per **azioni nel piano** e per **azioni fuori del piano**.
 - Le verifiche per **azioni nel piano** sono possibili eseguendo **un'analisi strutturale globale** (modale semplificata o multimodale con spettro di risposta), da cui poi le verifiche potranno essere svolte in termini azioni interne: forza assiale, taglio, momento flettente secondo i criteri di resistenza definiti nell'EC6 parte 1-1.
 - Nella definizione dell'**azione sismica di progetto allo SD** vengono utilizzati i **fattori di comportamento q**, che sono stati **ridefiniti in base alla nuova impostazione EC8** e si basano su valutazioni aggiornate (in particolare delle capacità deformative dei setti murari).

• Verifiche per azioni nel piano

- Il punto di partenza sono state le **valutazioni su base sperimentale delle capacità deformative dei pannelli murari** (da dati disponibili in letteratura) e, su base **numerico-sperimentale, dei sistemi (edifici)**.
- I dati sperimentali sono stati valutati in termini di valori medi o mediani e, quando possibile, di dispersione. Da questi dati sono stati ricavati:
 - i valori di **capacità deformativa** (deformazione angolare o rotazione della corda) a **SD e NC**,
 - i valori dei **coefficienti parziali di sicurezza da applicare nelle verifiche in spostamento**,
 - i **fattori di comportamento** q per le verifiche di sicurezza in forza allo SD

- Valori mediani di capacità deformativa:

Table 14.3 — Unreinforced masonry: deformation capacities for piers or walls failing in shear (median values, applicable for axial load ratios $v_{Ek} \leq 0,3$ and to be modified according to 14.9.2(1) to (5))

Masonry type	Drift limits at SD [%]	Drift limits at NC [%]
	θ_{SD}	θ_{NC}
Clay units, Gr 2	0,30	0,45
Clay units, Gr 1 and Gr 1s	0,45	0,68
Natural stone units	0,45	0,68
Calcium silicate (hollow and solid)	0,30	0,45
AAC Gr 1 and 1s	0,38	0,57
Lightweight concrete units, Gr 1	0,30	0,45

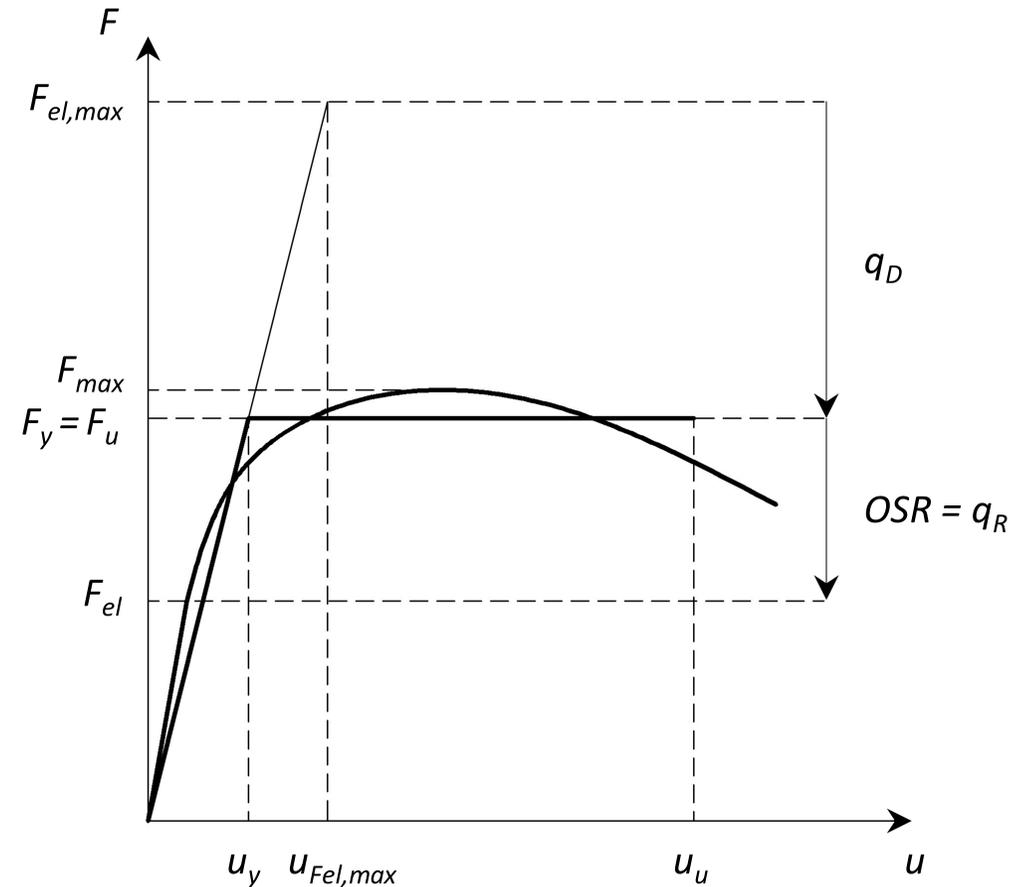
Nell'elaborazione dei dati sperimentali θ_{NC} è stata convenzionalmente e conservativamente presa come il valore corrispondente ad un degrado post-picco di taglio resistente del 20% in prove cicliche quasi statiche; θ_{SD} viene assunta convenzionalmente pari a $2/3 \theta_{NC}$

$$q = q_D \cdot q_S \cdot q_R$$

$$= q_D \cdot q_S \cdot \frac{F_u}{F_{el}}$$

$$= q_D \cdot q_S \cdot OSR$$

- q_D , accounts for the deformation capacity and energy dissipation capacity of the system.
- q_R , accounts for system overstrength due to the *redistribution of seismic action effects in redundant structures*.
- q_S , accounts for overstrength due to all other sources. = 1,5 as for other structures.



Building capacity curve: representation of the overstrength ratio (OSR = q_R) due to force redistribution in redundant structures

Table 14.1 — Structural layout, masonry types and default values of the behaviour factor q in DC2 parte 1

Structural layout in the earthquake direction	q_R	Masonry type	q_D	q
At least 6 walls of various lengths and a significant coupling effect	1,4	URM Gr 2 clay	1,2	2,6
	1,4	URM Calcium silicate (hollow and solid) and URM lightweight concrete units	1,0	2,2
	1,4	URM AAC Gr 1 and 1s	1,4	2,8
	1,4	URM Gr 1 and 1s clay	1,6	2,8
	1,4	URM Natural stone units	1,6	2,8
	1,4	Confined masonry (general)	1,65	3,4
	1,4	Reinforced masonry ^a (see (2))	1,8	3,8
At least 6 walls of various lengths without significant coupling effect, or at least 4 walls and a significant coupling effect	1,2	URM Gr 2 clay	1,2	2,1
	1,2	URM Calcium silicate (hollow and solid) and URM lightweight concrete units	1,0	1,8
	1,2	URM AAC Gr 1 and 1s	1,4	2,5
	1,2	URM Gr 1 and 1s clay	1,6	2,8
	1,2	URM Natural stone units	1,6	2,8
	1,2	Confined masonry (general)	1,65	2,9
	1,2	Reinforced masonry ^a (see (2))	1,8	3,2

$$q = q_D q_S q_R$$

La valutazione di q_D è stata fatta a valle della quantificazione delle capacità deformative dei setti murari e sulla base della relazione tra capacità deformative locali e fattori di struttura q_D calcolati da analisi statiche non lineari su numerose configurazioni di edifici

parte 2 (continua da diapositiva precedente)

Structural layout in the earthquake direction	q_R	Masonry type	q_D	q
Less than 6 walls of various lengths, and no significant coupling effect;	1,0	URM Gr 2 clay	1,2	1,8
	1,0	URM Calcium silicate (hollow and solid) and URM lightweight concrete units	1,0	1,5
	1,0	URM AAC Gr 1 and 1s	1,4	2,1
	1,0	URM Gr 1 and 1s clay	1,6	2,4
	1,0	URM Natural stone units	1,6	2,4
	1,0	Confined masonry (general)	1,65	2,5
	1,0	Reinforced masonry ^a (see (2))	1,8	2,7
Buildings with flexible diaphragms	1,0	Confined masonry	1,35	2,0
	1,0	Reinforced masonry	1,6	2,4
	1,0	Unreinforced masonry	1,0	1,5
All layout	1,0	URM unspecified type	1,0	1,5
^a q_D and q for reinforced masonry made of clay units or aggregate concrete units with general purpose, fully mortared head and bed joints.				

Per la muratura non armata si tratta nel complesso di **valori più bassi di quelli attualmente definiti nelle NTC2018**. Diminuzioni dal 5% al 25% o più a seconda delle tipologie di blocchi e grado di iperstaticità.

- **Verifiche in forza per azioni fuori piano (o-o-p)**

- Le verifiche per azioni fuori del piano possono essere svolte valutando la **domanda** in termini di azioni fuori piano da un **modello globale oppure** più semplicemente usando gli **spettri di piano**. La verifica che governa il progetto è quella a pressoflessione fuori piano.
- Nella verifica in forza si utilizza un **fattore di comportamento q_{o-o-p} del singolo muro**, che tiene conto della risposta nonlineare fuori piano e delle eventuali sovraresistenze, e che ha **valori piuttosto contenuti** (da **1,25 a 1,5**, inferiori a quelli usati nelle NTC)
- E' possibile tener conto di eventuali **effetti geometrici del 2° ordine** mediante le **nuove metodologie proposte in EN 1996-1-1** (verifica in termini di forza assiale, oppure verifica in termini di momento flettente).

- Fattori di comportamento per le **verifiche fuori piano** (q_{oop}):

(1) For unreinforced and confined masonry walls with an effective thickness t_{ef} of at least 250 mm, the value of q_{oop} for out-of-plane bending should be taken equal to 1,5, provided a) and b) are satisfied:

- a) the ratio between the weight of the wall itself and the axial load applied to the top of the wall is not greater than 0,5;
- b) the out-of-plane bending moment resistance of the wall is calculated neglecting restraints at vertical edges and neglecting the tensile strength of masonry.

(2) In all other cases, q_{oop} of unreinforced and confined masonry walls should be taken equal to 1,25.

(3) For reinforced masonry walls, the behaviour factor q_{oop} for out-of-plane bending should be taken equal to 1,5.

- **Verifiche in spostamento con analisi non lineare**

- Anche nel caso di analisi nonlineare **è possibile la distinzione tra analisi per risposta nel piano** (con analisi globale) e **analisi per risposta fuori del piano** (è possibile un approccio locale)
- Nel caso della verifica locale per azioni fuori dal piano, il cap. 14 descrive solo la verifica locale in forza; **per la verifica non lineare in spostamento è possibile applicare i metodi della prEN1998-3 (strutture esistenti)**

14.5 Analisi strutturale

• 14.5.1 Analisi lineare

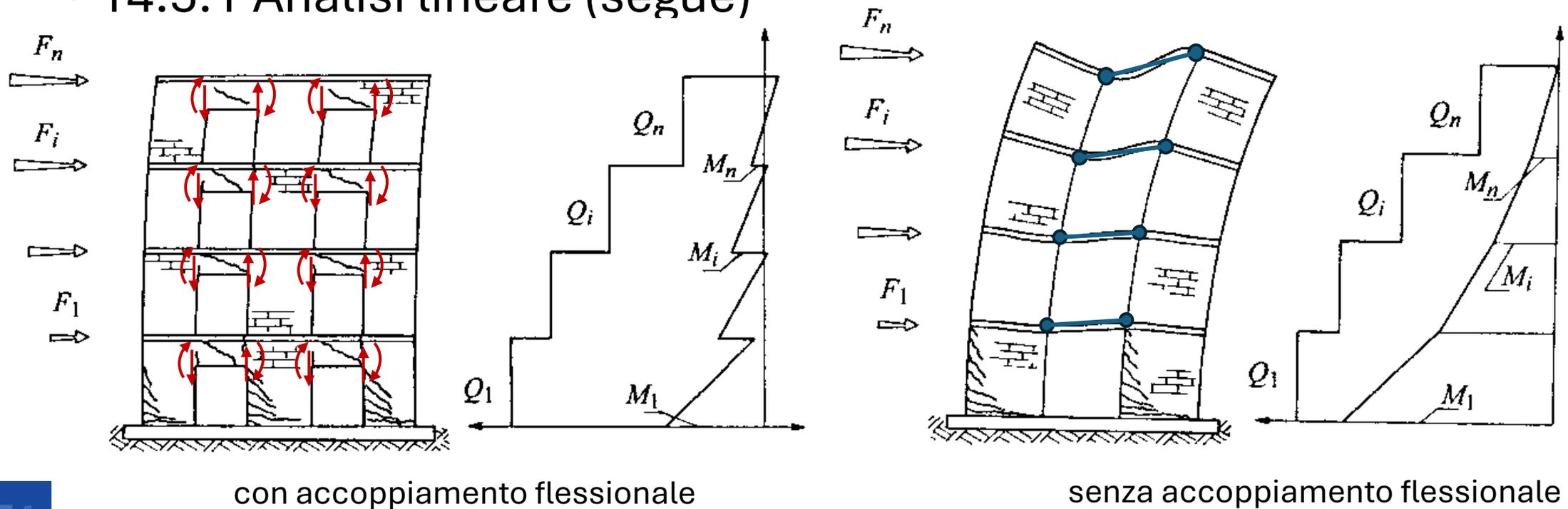
I modelli a cui si fa riferimento per l'analisi lineare globale (che si utilizza per le verifiche in forza) sono quelli correnti.

Vengono date **indicazioni sulla modellazione dei principali elementi** del sistema resistente:

- **muri** (indicazioni sull'uso della rigidità fessurata per la rigidità flessionale e per quella a taglio)
- **elementi a sviluppo orizzontale** come travi o cordoli, fasce/travi in muratura (spandrels)

14.5 Analisi strutturale

• 14.5.1 Analisi lineare (segue)



con accoppiamento flessionale

senza accoppiamento flessionale

- la **scelta di modellare l'accoppiamento flessionale fornito da cordoli e fasce è lasciata al progettista**, tuttavia si dà un'indicazione su come comportarsi nel caso in cui si decida di non modellare l'accoppiamento flessionale (ciò consente una semplificazione dei modelli, a favore di sicurezza nel caso di verifica in forza); questo approccio equivale a considerare cordoli o fasce come elementi secondari;
- si dà qualche indicazione di modellazione nel caso si faccia uso di modelli a telaio equivalente (bracci rigidi, rigidezza fessurata delle fasce murarie)

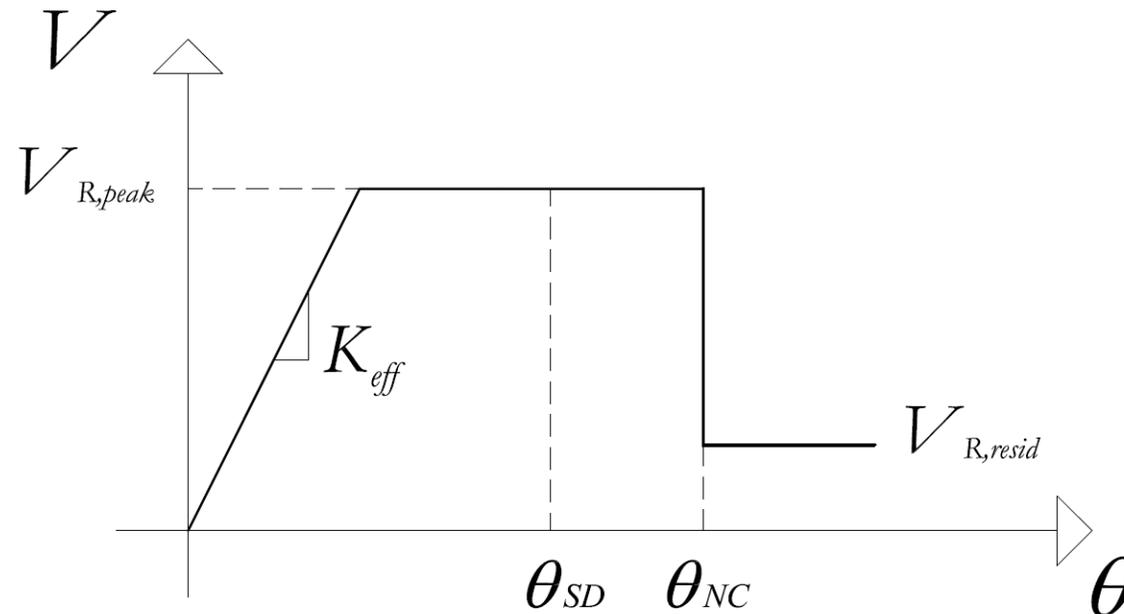
• 14.5.2 Analisi non lineare

- Le indicazioni sono aggiuntive a quelle per l'analisi lineare.
- Si richiede di utilizzare **leggi costitutive «appropriate»** per le analisi *dinamiche* al passo, si ammettono **leggi costitutive semplificate** per l'analisi *statica non lineare*.
- E' ammessa l'analisi per interpiani separati (**analisi a meccanismo di piano**) negli edifici in muratura a **2 piani** in cui il rapporto altezza/lunghezza medio dei muri è inferiore a **1.0** e a **3 piani** in cui lo stesso rapporto medio è minore di **0,5**.

14.5 Analisi strutturale

• 14.5.2 Analisi non lineare (segue)

- **Muri: si ammette come semplificazione la legge forza-spostamento bilineare elastica perfettamente plastica fino a NC**, dopo la quale la resistenza laterale cade ad un valore residuo (nullo a meno di informazioni più dettagliate). Si può assumere che la capacità portante verticale venga mantenuta oltre NC.

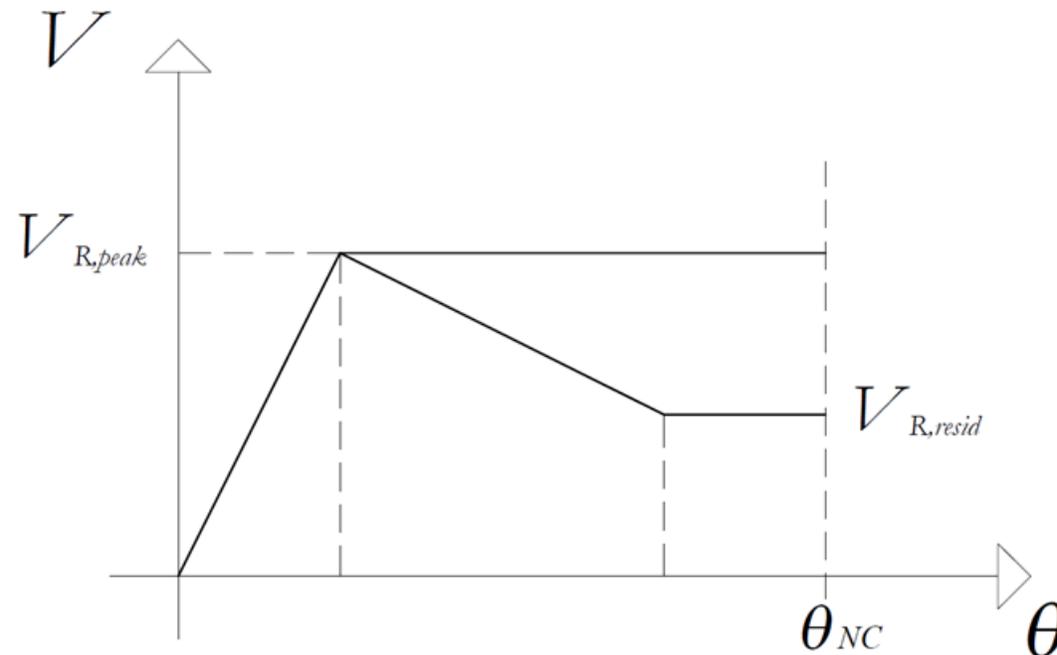


Le leggi forza-spostamento dei muri devono considerare l'interazione della forza assiale con la resistenza a taglio e la resistenza a momento (il riferimento può essere EN1996-1-1)

14.5 Analisi strutturale

• 14.5.2 Analisi non lineare (segue)

- **Travi in muratura non armata:** viene proposta una formula di resistenza semplificata che può essere usata in assenza di formule più raffinate. Come legge forza-spostamento sono ammesse le seguenti semplificazioni:



- **Diaframmi di solaio:** se non considerati rigidi, va modellata la rigidezza. I diaframmi possono essere modellati con comportamento lineare.

14.5 Analisi strutturale

- **14.5.3 Analisi per le verifiche in forza** (analisi lineare globale per la valutazione della risposta nel piano dei muri)
 - E' ammessa la **ridistribuzione limitata di tagli e momenti nel piano**, nel rispetto dell'equilibrio globale di piano. Sono previste **due possibili scelte da parte del progettista**:
 - a) il sistema è iperstatico e si assume $q_R > 1$ nel calcolo del fattore di struttura q ; in questo caso i **limiti alla ridistribuzione sono più stringenti**;
 - b) Il sistema è iperstatico ma si assume $q_R = 1$ nel calcolo di q ; in questo caso i **limiti alla ridistribuzione sono significativamente meno stringenti**, sono basati sulla capacità deformativa dei setti, e in alcuni casi (edifici torsionalmente rigidi) risultano in pratica essere dettati semplicemente dalla capacità resistente dei singoli muri, avvicinandosi alla distribuzione delle forze interne ottenibile in una analisi non lineare.

• 14.5.4 Analisi lineare per valutare la domanda flessionale fuori piano

L'effetto dell'azione sismica in direzione fuori piano può («may») essere calcolata mediante spettri di piano in accelerazione, secondo il cap. 7.2.1 o l'allegato C dell'EC8 1-2

(7) The resultant horizontal force F_{oop} acting on the out-of-plane loaded wall may be calculated using Formula (14.10). If the wall is rigid in its out-of-plane direction, Formula (14.11) may be used.

$$F_{oop} = m_{wall} \frac{S_{an,ij}}{q_{oop}} \quad \text{in the general case} \quad (14.10)$$

$$F_{oop} = m_{wall} \frac{PFA_{ij}}{q_{oop}} \quad \text{if the wall is rigid in its out-of-plane direction} \quad (14.11)$$

E' consentita la modellazione semplificata in flessione monoassiale verticale. Il muro viene quindi assimilato ad un elemento monodimensionale ad asse verticale, con la forza F_{oop} distribuita lungo l'altezza in proporzione alla massa.

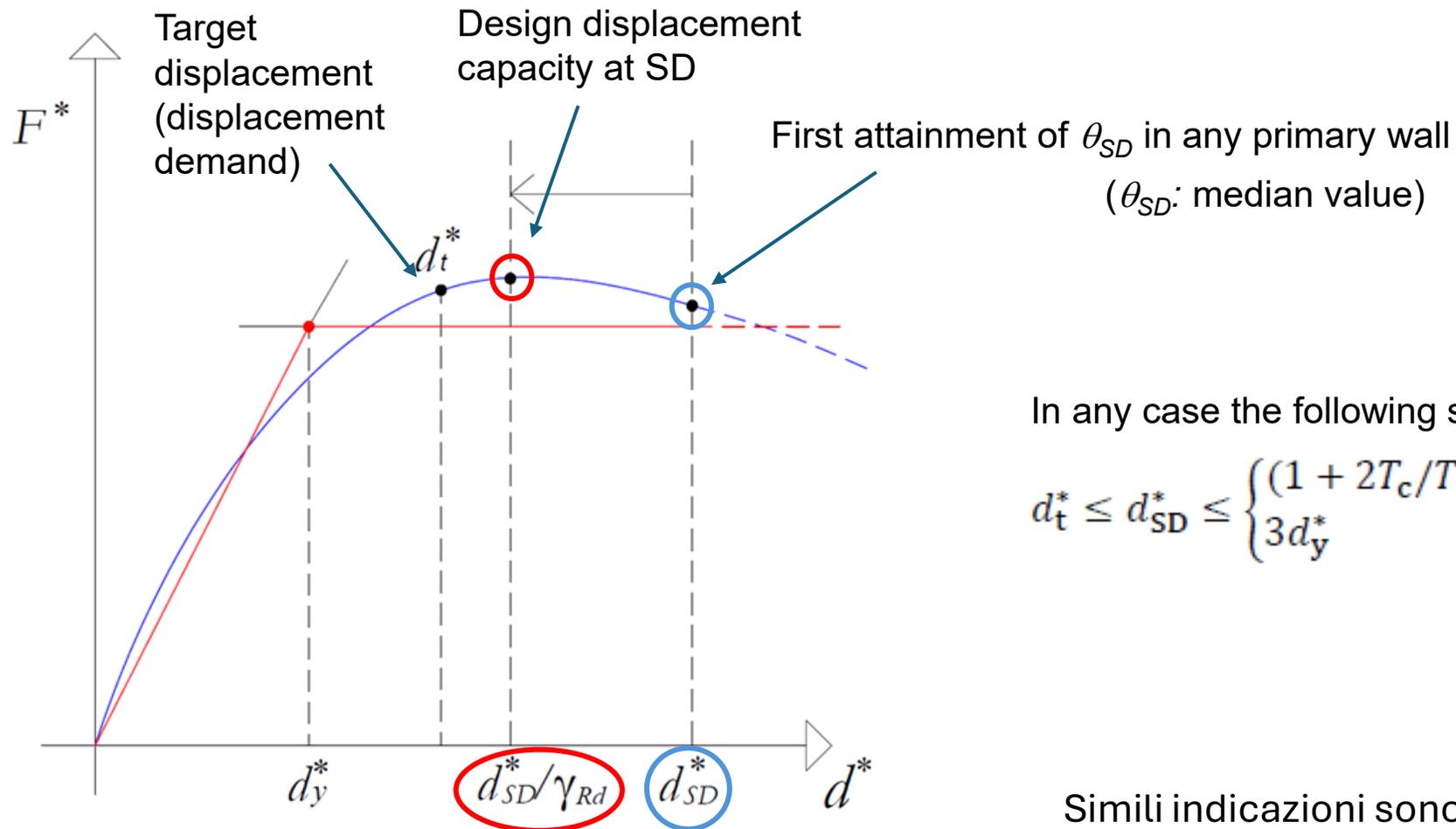
14.6 Verifica degli stati limite

- 14.6.1 Requisiti generali
 - Le **verifiche per gli SLU** possono svolte considerando **separatamente gli effetti dell'azione nel piano e dell'azione fuori piano**.
 - In edifici in muratura armata con diaframmi rigidi e altezza libera interpiano minore di 4 m la verifica fuori piano non è necessaria.
- 14.6.2 Verifiche per azioni nel piano
 - **E' possibile svolgere verifiche in forza oppure in spostamento**.
 - Nella verifica in forza le resistenze vengono valutate usando i valori caratteristici delle resistenze divisi per i fattori γ_M
 - La verifica in forza per azioni nel piano dei muri primari va svolta in termini di forza assiale, forza di taglio e momento flettente.
 - La **verifica in spostamento** va fatta con riferimento alla configurazione determinata dallo spostamento del punto di controllo.

14.6 Verifica degli stati limite

• 14.6.2.3 Verifiche per azioni nel piano (SD) – approccio in spostamento

L'approccio richiede l'uso di analisi nonlineare (statica o dinamica)



In any case the following should hold

$$d_t^* \leq d_{SD}^* \leq \begin{cases} (1 + 2T_c/T^*)d_y^*, & \text{for } T^* \leq T_c \\ 3d_y^* & , \text{for } T^* > T_c \end{cases}$$

Simili indicazioni sono date per la verifica a NC

14.6 Verifica degli stati limite

• 14.6.2.3 Verifiche per azioni nel piano a SD – approccio agli spostamenti

Ruolo estremamente importante è ricoperto dal valore di γ_{Rd} , che consente di garantire la desiderata probabilità di superamento dello stato limite.

In base alle dispersioni dei dati sperimentali di capacità deformativa dei pannelli murari e conformemente all'approccio delineato nell'Annex F e in (Franchin 2023) i valori di γ_{Rd} per SD e NC suggeriti sono i seguenti:

SD:	muratura non armata e confinata	$\gamma_{Rd,SD} = 1,75$	muratura in elementi in laterizio Gruppo 1 e 1s, in AAC, silicato di calcio, calcestruzzo alleggerito Gruppo 1
	muratura armata	$\gamma_{Rd,Sd} = 1,50$	muratura in elementi di laterizio Gruppo 2 muratura armata in elementi di laterizio o in calcestruzzo con inerti normali o leggeri
NC:	muratura non armata e confinata	$\gamma_{Rd,NC} = 2,20$	muratura in elementi in laterizio Gruppo 1 e 1s, in AAC, silicato di calcio, calcestruzzo alleggerito Gruppo 1
	muratura armata	$\gamma_{Rd,NC} = 1,80$	muratura in elementi di laterizio Gruppo 2 muratura armata in elementi di laterizio o in calcestruzzo con inerti normali o leggeri

14.7 Regole di progetto per gli elementi strutturali

• 14.7.1 Limiti geometrici per i muri

Masonry type	S_{δ} (m/s ²)	Wall (h_{ef}/t_{ef}) _{max} Config. 1 ^a	Wall (h_{ef}/t_{ef}) _{max} Config. 2 ^a	Pier (l_{mp}/h_{op}) _{min}
Unreinforced Group 1 and 1S ^b	$S_{\delta} > 6,50$	n.a. ^c	n.a. ^c	0,50
	$5,0 < S_{\delta} \leq 6,50$	7	5	0,50
	$3,25 < S_{\delta} \leq 5,0$	12	7	0,45
	$S_{\delta} \leq 3,25$	20	10	0,35
Unreinforced Other Groups	$S_{\delta} > 6,50$	n.a. ^c	n.a. ^c	0,50
	$5,0 < S_{\delta} \leq 6,50$	10	5	0,45
	$3,25 < S_{\delta} \leq 5,0$	15	7	0,40
	$S_{\delta} \leq 3,25$	20	10	0,35
Confined masonry Reinforced masonry	$S_{\delta} > 6,50$	n.a. ^c	n.a. ^c	0,40
	$S_{\delta} \leq 6,50$	20	20	0,30

^a The table differentiates between two configurations:

- a) Configuration 1 comprises walls spanning between two floors.
- b) Configuration 2 comprises parapets, cantilever piers or walls and chimneys.

^b Includes natural stone units.

^c If a value of (h_{ef}/t_{ef})_{max} is not given ("n.a."), the verification of the out-of-plane capacity of the wall should be carried out according to 14.6.3.

Table 14.2
Geometric reference
limits for walls and
piers

NB: Il collasso fuori piano
va prevenuto sia per i
muri primari che per i
muri secondari

14.8 Regole per edifici semplici

- 14.8.2 Regole di progetto

Per **edifici semplici** e regolari, di pochi piani, nel rispetto di una serie di requisiti costruttivi e di sezione complessiva minima di muri, è possibile non eseguire la verifica di sicurezza di dettaglio sotto azione sismica.

I requisiti costruttivi richiesti sono simili, ma non identici a quelli contenuti nelle attuali NTC 2018. Non sembra particolarmente problematico recepirli.

Il quantitativo minimo di area totale resistente dei muri nelle due direzioni principali non è specificato e viene lasciato all'Appendice Nazionale. La motivazione di ciò è data nella Nota 3:

“NOTE 3: Given the great variability of masonry types, masonry units, architectural styles and constructional practice over Europe, the ratio $p_{A,min}$ to be used in a country are given in its National Annex.”

14.9 Deformazioni ultime (per azioni nel piano)

• 14.9.2 Muratura non armata

I valori già visti della tabella 14.3 (valori mediani a SD e NC), validi per

- sforzo assiale normalizzato $v_{Ek} \leq 0,3$,
- per condizioni di vincolo di doppio incastro
- per rotture a taglio,

vanno corretti nel caso di diverse condizioni di vincolo, di diverso sforzo assiale normalizzato, di diverso meccanismo di rottura. Sono proposti due criteri alternativi per la correzione, basati su:

- **rapporto di taglio** $\psi_w = h_{ow}/h_w$, dove h è l'altezza del pannello e h_{ow} è la luce di taglio ovvero la distanza dalla sezione di estremità alla sezione a momento nullo; la capacità deformativa cresce al crescere di ψ_w se $\psi_w > 0,5$
- **sforzo assiale normalizzato** $v_{Ek} = N_{Ed}/(A_p f_k)$ (la capacità deformativa decresce al crescere di v_{Ek})
- **meccanismo di rottura** (i valori sono incrementati nel caso di rottura per flessione)

14.9 Deformazioni ultime (per azioni nel piano)

- 14.9.2 Muratura non armata (segue)

Un elemento di rilievo è che uno dei due criteri di correzione non richiede la classificazione del meccanismo di rottura e si basa solo un parametro adimensionale

$$\lambda_{v0} = \frac{\psi_w h_w}{l_w \nu_{E,k}}$$

Anche in questo contesto la norma riporta:

(4) Other values of drift capacity for walls failing in shear or piers failing in flexure may be applied if they are demonstrated by tests.

NOTE CEN/TS 1998-1-101 gives a loading protocol, interpretation and acceptance criteria for such tests.

Viene definita la capacità di rotazione delle travi in muratura (fasce murarie) come multiplo della capacità di rotazione dei maschi murari.

14.9 Deformazioni ultime (per azioni nel piano)

- 14.9.3 Muratura armata

Per la tipologia normata da EC8

$\theta_{SD} = 0.45\%$ nel caso di rottura per taglio

$\theta_{SD} = 0.9\%$ nel caso di rottura per pressoflessione

$\theta_{NC} = 1,5 \theta_{SD}$

«unless other values are demonstrated by tests»

- 14.9.4 Muratura confinata

Salvo determinazione sperimentale, la capacità deformativa di elementi un pannello in muratura confinata può essere assunta pari a 1,25 volte la capacità di elementi corrispondenti in muratura non armata.

Osservazioni conclusive sul cap. 14

- Si ritiene che per gli edifici in muratura l'EC8 di nuova generazione presenti numerosi **miglioramenti rispetto alla vecchia generazione.**
- Il **nuovo EC8 risulta maggiormente allineato con l'impostazione concettuale nelle NTC**, con **ulteriori utili aggiornamenti** basati sugli sviluppi della ricerca degli ultimi 10-15 anni.
- Relativamente ai contenuti del capitolo 14, dovrebbe essere possibile arrivare ad un allineamento quasi completo delle nuove NTC con il nuovo Eurocodice, **prestando tuttavia attenzione ad alcuni aspetti specifici** su cui l'esperienza nazionale italiana costituisce un riferimento di rilievo.

- 7.1 Principi generali
 - E' **obbligatorio (shall)** verificare gli elementi complementari (e le relative connessioni) che, in caso di rottura, possono costituire un pericolo per la vita umana o avere effetti negativi sulla struttura o sui servizi e impianti.
- 7.2 Verifica allo SD (Danno Severo)
 - Calcolo **dell'azione sismica di progetto**, spettri di piano, fattore di comportamento $q_{ap,S}$ dell'elemento complementare .
 - Definizione dei fattori di prestazione γ_{ap}
- 7.3 Verifica allo stato limite NC (di Collasso)
 - Nel caso in cui sia richiesta la verifica a NC, si rimanda ai criteri descritti nella EN1998-3 (strutture esistenti).
- 7.4 Telai con tamponature murarie
- 7.5 Rivestimenti
- 7.6 Partizioni

7.2.1 Effetti dell'azione sismica

- Valutazione dell'azione sismica tramite **spettro di piano**:

(3) The seismic action effects on ancillary elements may be determined by applying them a horizontal force F_{ap} , in the horizontal direction considered, defined by Formula (7.1).

$$F_{ap} = \gamma_{ap} m_{ap} S_{ap} / q_{ap,S} \quad (7.1)$$

- F_{ap} is the horizontal seismic force, acting at the centre of mass of the ancillary element in the most unfavourable direction;
- m_{ap} is the mass of the ancillary element;
- S_{ap} is the value in the floor acceleration spectrum, see (4) and (6);
- γ_{ap} is the performance factor of the element, see 7.2.2;
- $q_{ap,S}$ is the behaviour factor component accounting for all sources of overstrength, taken as equal to 1,3, unless a) or b) is satisfied:
- another value is specified or documented for the ancillary element under consideration;
 - the ancillary element is documented as rigid-plastic with an acceptable displacement, d_{ap} , intended for verification to SD and $q_{ap,S}$ is taken equal to $q_{ap,D}$ calculated with Formula (C.6).

Annex C Floor accelerations for ancillary elements

(2) For mode i and floor j , the value of the S_{ap} component in the direction under consideration may be determined by Formulas (C.1) to (C.3), in which subscript "p" corresponds to the primary structure and subscript "ap" corresponds to the ancillary elements.

$$S_{ap,ij} = \frac{\Gamma_i \phi_{ij}}{\left| \left(\frac{T_{ap}}{T_{p,i}} \right)^2 - 1 \right|} \sqrt{\left(\frac{S_{ep,i}}{q'_D} \right)^2 + \left[\left(\frac{T_{ap}}{T_{p,i}} \right)^2 \frac{S_{eap}}{q'_{ap,D,i}} \right]^2} \quad (C.1)$$

$$|S_{ap,ij}| \leq AMP_i \times |PFA_{ij}| \quad (C.2)$$

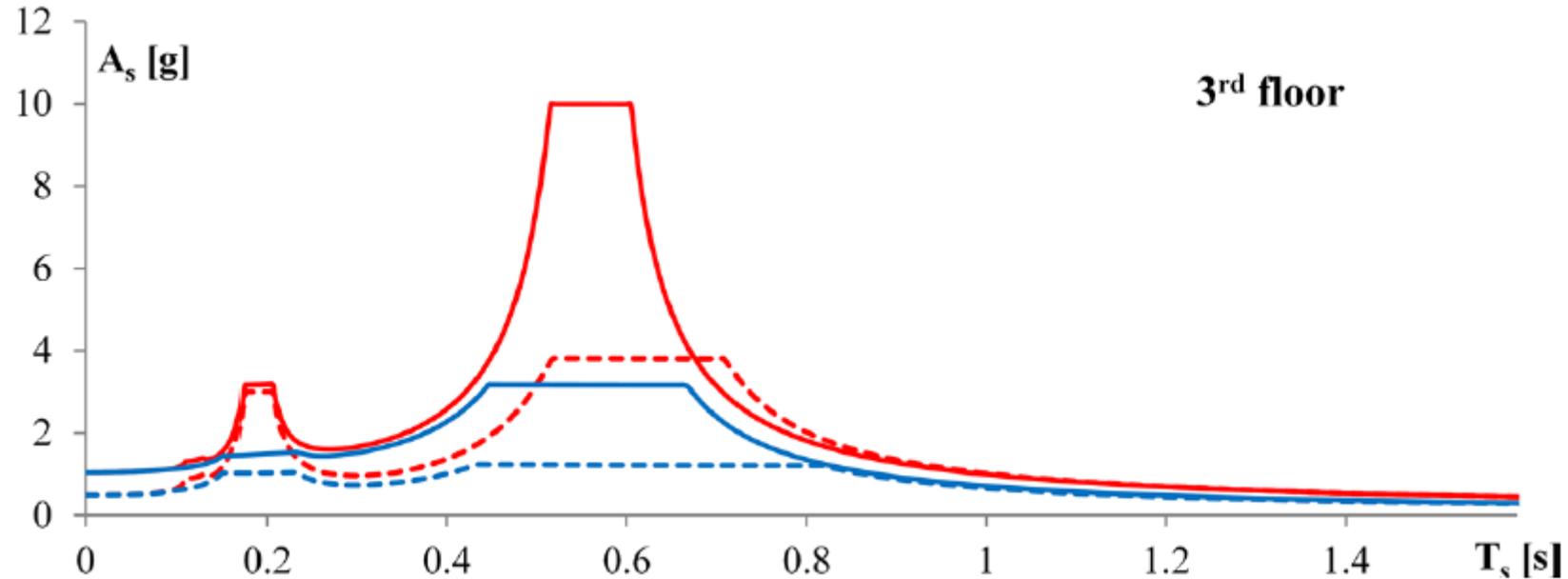
with

$$AMP_i = \begin{cases} 2,5 \sqrt{10/(5 + \xi_{ap})} & , \text{ if } \frac{T_{p,i}}{T_c} = 0 \\ \text{linear between } AMP_i \left(\frac{T_{p,i}}{T_c} = 0 \right) \text{ and } AMP_i \left(\frac{T_{p,i}}{T_c} = 0,2 \right) & , \text{ if } 0 \leq \frac{T_{p,i}}{T_c} \leq 0,2 \\ \frac{c}{\xi_{ap}^k} \geq 1 & , \text{ if } \frac{T_{p,i}}{T_c} \geq 0,2 \end{cases} \quad (C.3)$$

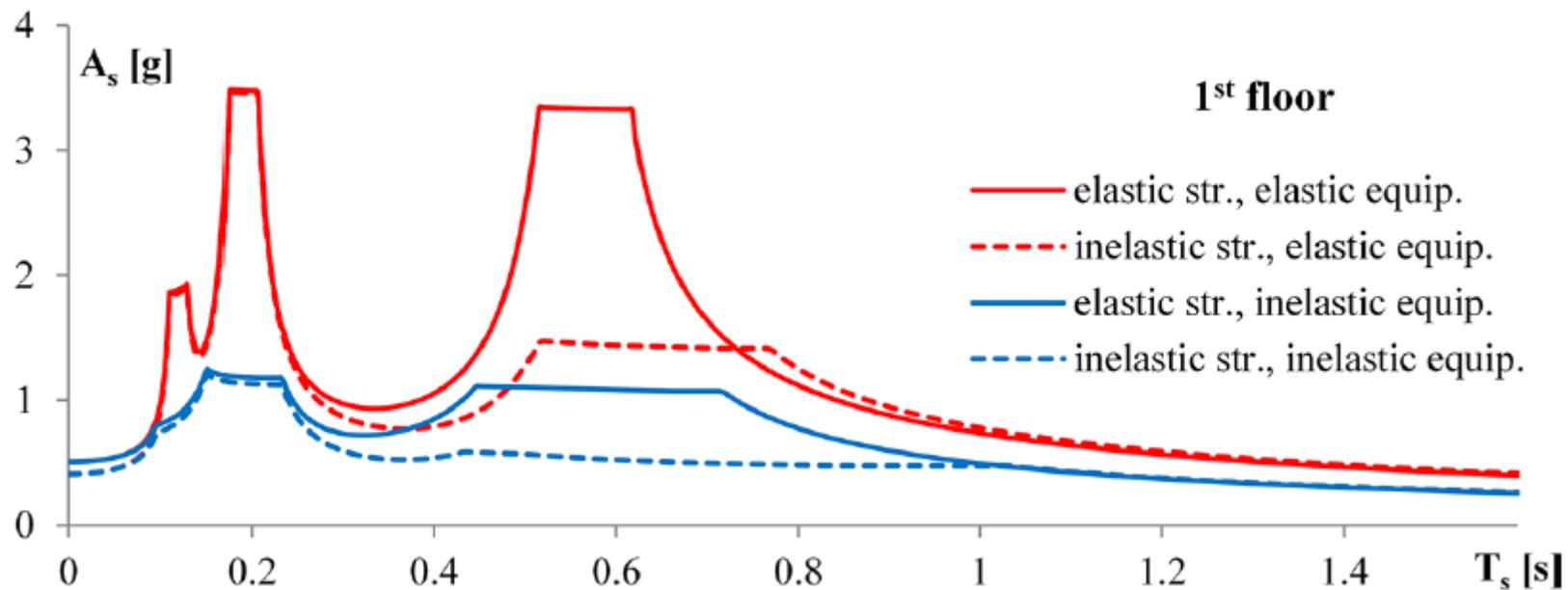
$$PFA_{ij} = \Gamma_i \phi_{ij} \frac{S_{ep,i}}{q'_D}$$

Vukobratovic & Fajfar (2016)

Annex C Floor accelerations for ancillary elements



Vukobratovic & Fajfar (2016)

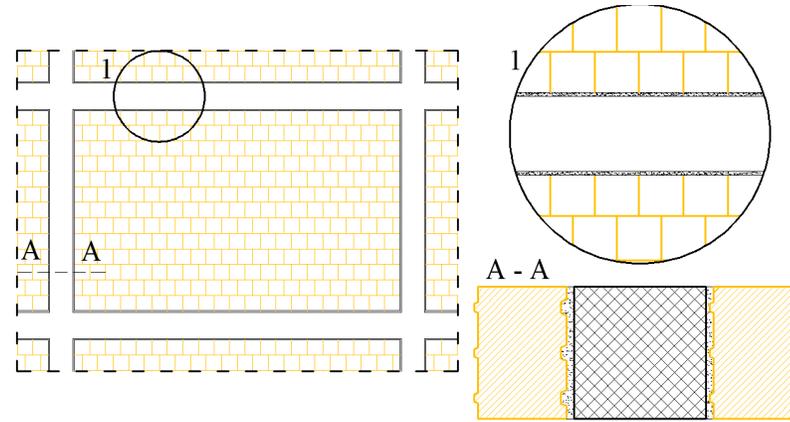


Nota: in diverse situazioni è possibile considerare solo l'effetto del modo principale dell'edificio

7.4: Telai con tamponature murarie

Tipologie di tamponature murarie

1A: Tamponature **interagenti "non-duttili"** ("*interacting non-ductile infills*")

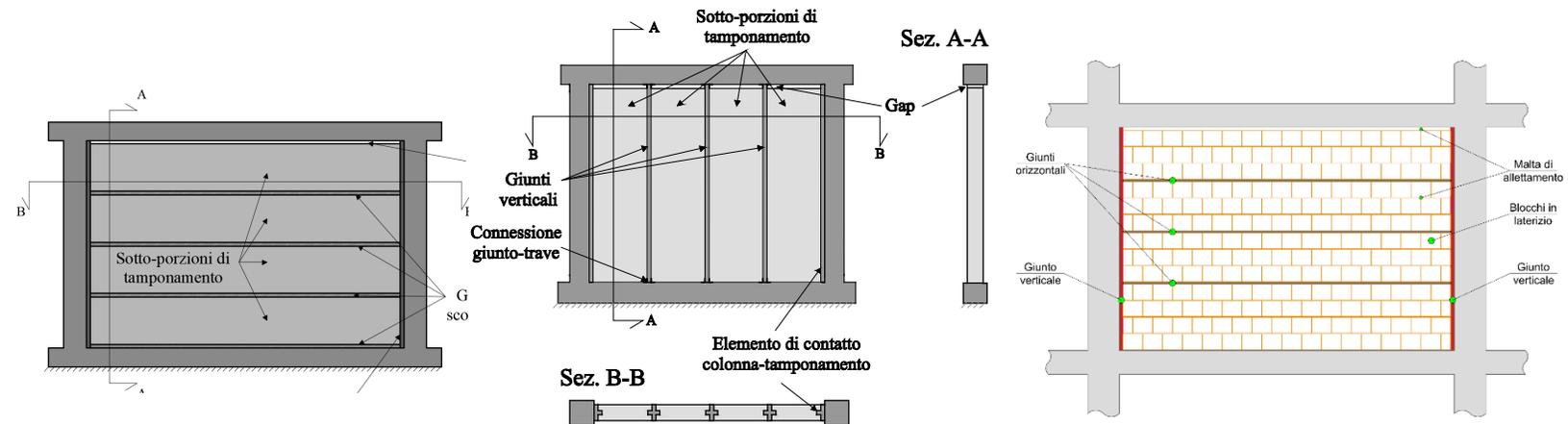


Unreinforced masonry units in Group 1,2,3,4 of EC6 1-1:

- Laterizio
- Calcestruzzo
- AAC



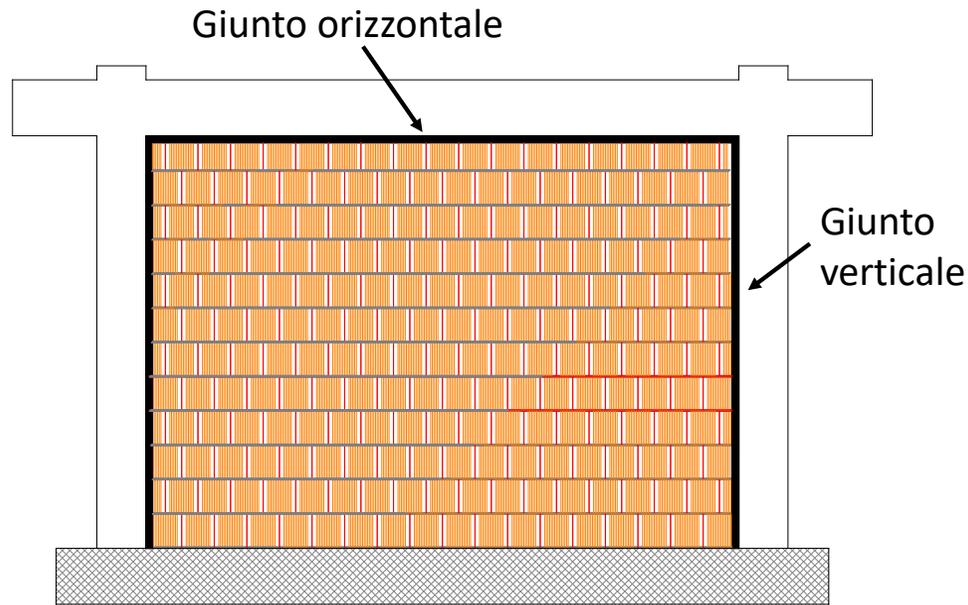
1B: Tamponature **interagenti "duttili"** ("*interacting ductile infills*")



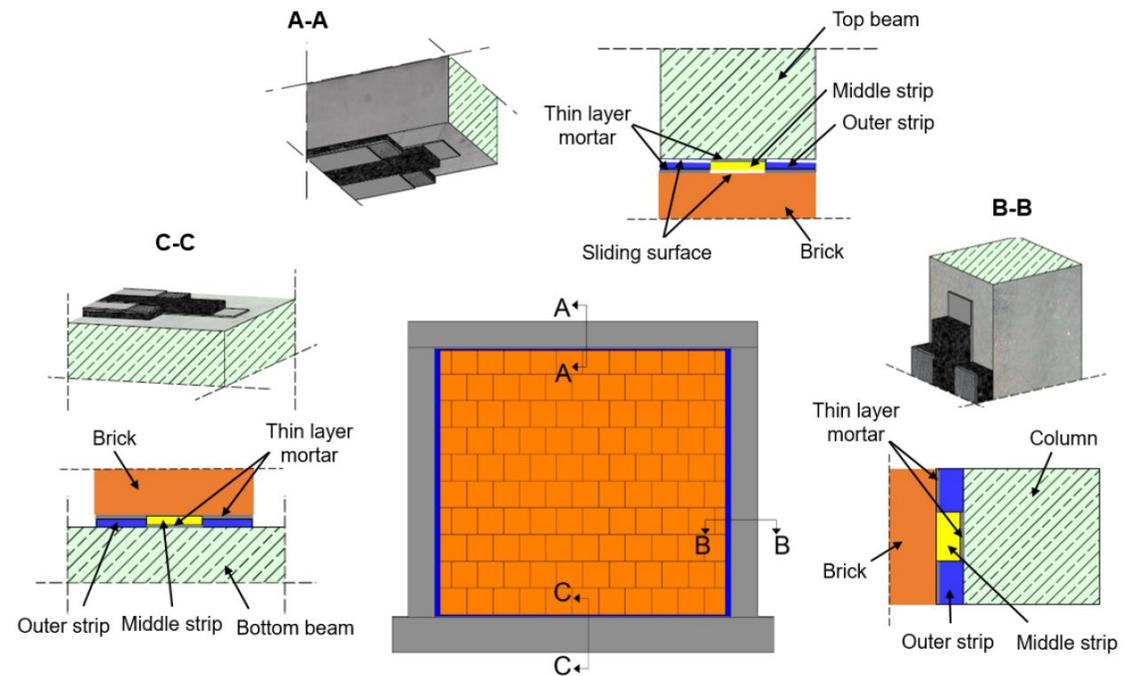
7.4: Telai con tamponature murarie

Tipologie di tamponature murarie

2. Tamponature **non interagenti** (*non-interacting infills*)

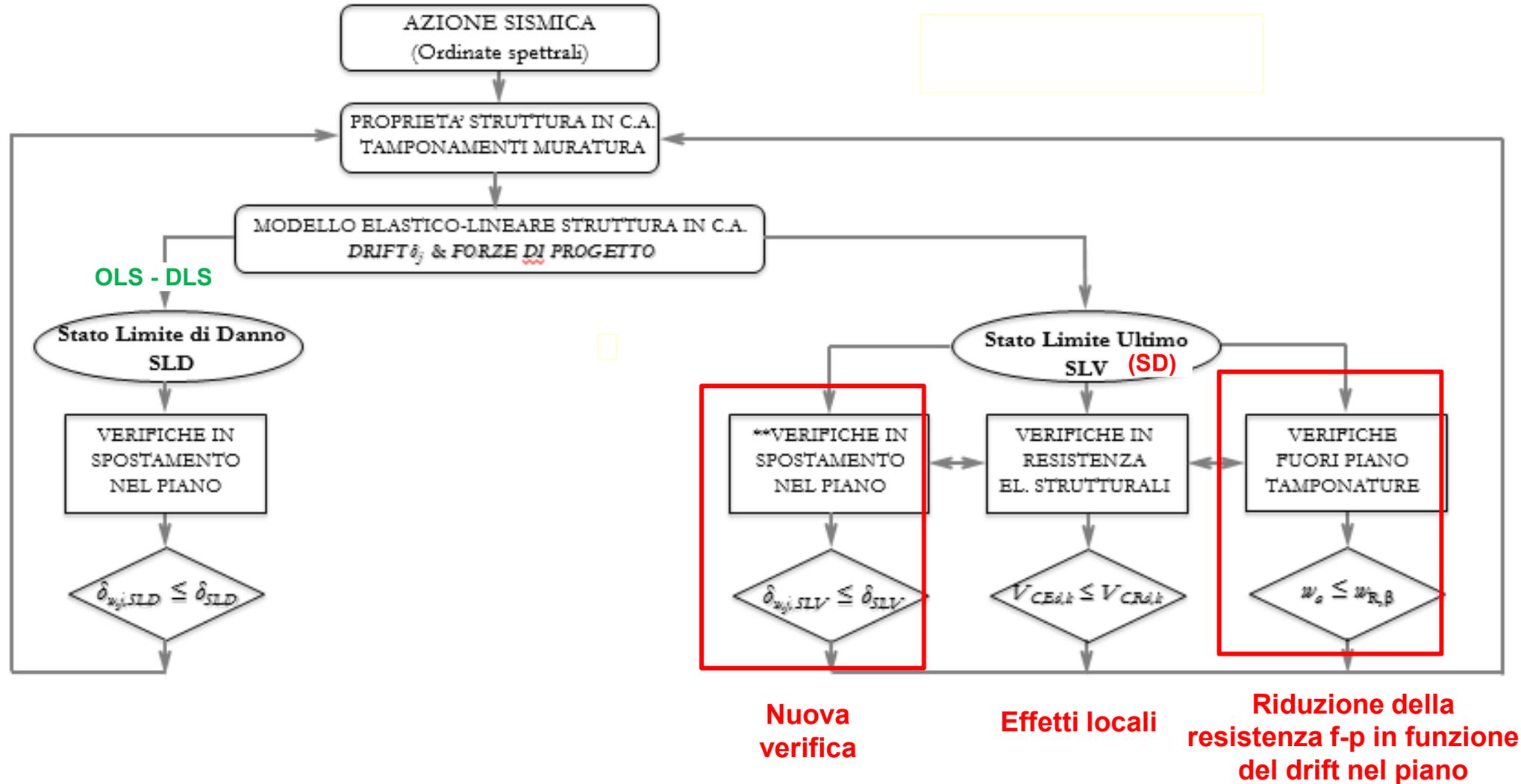


e.g., Marinkovic and Butenweg, 2022



7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione



7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

7.4.1 (9) FATTORE DI COMPORTAMENTO q

The limits of seismic action and the behaviour factors for design of frames with infills should be taken as given in Clauses 10, 11, 12, 13 and 15.

Table 10.1 — Default upper limit values of the behaviour factors

Structural type	Strutture in Cemento Armato	q_R	q_D		$q = q_R q_S q_D$	
			DC2	DC3	DC2	DC3
Moment resisting frame or moment resisting frame-equivalent dual structures without infills or with non-interacting infills	multi-storey, multi-bay moment resisting frames or moment resisting frame-equivalent dual structures	1,3	1,3	2,0	2,5	3,9
	multi-storey, one-bay moment resisting frames	1,2			2,3	3,6
	one-storey moment resisting frames	1,1			2,1	3,3
Moment resisting frame or moment resisting frame-equivalent dual structures with interacting masonry infills		1,1	1,2	1,7	2,0	3,0
Wall or wall-equivalent dual structures	wall-equivalent dual structures	1,2	1,3	2,0	2,3	3,6
	coupled walls structures	1,2	1,4		2,5	3,6
	uncoupled walls structures	1,0	1,3		2,0	3,0
	large walls structures	--	--	3,0 k_W		
Flat slab structures		1,1	1,2	--	2,0	--

The limits of seismic action and the behaviour factors for design of frames with infills should be taken as given in Clauses 10 to 13. For frames with **ductile infills**, the behaviour factor q given for frames with interacting infills in Tables 10.1, 11.2, 12.2, 13.2 and 15.3 may be **multiplied by a factor 1.2**, but it should not be taken greater than the value of q of the structure without infills.

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

METODI DI ANALISI PER VERIFICA SPOSTAMENTI INTERPIANO:

- a. Modello strutturale nudo:
 - Trascurando il contributo irrigidente delle tamponature
 - Considerando il contributo irrigidente delle tamponature a-posteriori in modo semplificato
- b. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli lineari
- c. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli non-lineari

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

METODI DI ANALISI PER VERIFICA SPOSTAMENTI INTERPIANO:

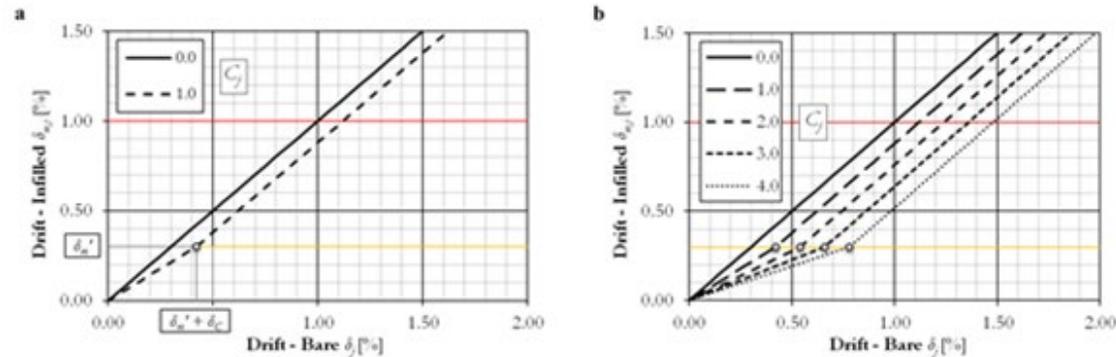
a. Modello strutturale nudo:

- Trascurando il contributo irrigidente delle tamponature
- Considerando il contributo irrigidente delle tamponature a-posteriori in modo semplificato (annex K – informativo)

b. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli elastici e lineari

c. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli non-lineari

ANNEX K
prEC8 1-2



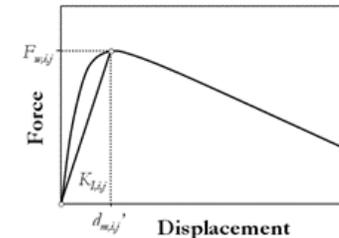
$$C_j = \frac{K_{I,j}}{K_{S,j}}$$

$$K_{S,j} = \frac{V_j}{d_{r,j}}$$

$$V_j = \sum_{i=1}^{n_s} F_i$$

$$K_{I,j} = \frac{F_{w,i,j}}{d_{m,i,j}}, \quad K_{I,j} = \sum_{i=1}^{n_s} K_{I,i,j}$$

$$K_{I,i,j} = \frac{F_{w,i,j}}{\delta_{m,i,j} \cdot b_j}$$



Hak et al, 2018

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

7.4.2.2 Linear and non-linear analysis with a model of the bare frame only

(1) The interstorey drift demand of structures with regular infill distribution may be calculated with an analysis of the bare frame satisfying a) or b):

- a) the infills are considered in the analysis for their masses and layout, but their stiffness is ignored;
- b) the infills are considered in the analysis of the bare frame for their masses and layout, but their stiffness, in the case K_{IR} in (6) is not greater than 1,1, may be considered by the application to the results of the analysis made on the bare frame of a procedure considering those stiffnesses.

NOTE Annex K gives such a procedure for RC structures with non-ductile interacting infills regularly distributed in elevation.

(2) (1) may be applied if, at all storeys, both ratios $R_{sym,x}$ and $R_{sym,y}$ are smaller than 0,2, where $R_{sym,x}$ is given by Formula (7.6) and $R_{sym,y}$ by a similar Formula, replacing x by y .

$$R_{sym,x} = \{ABS [(\Sigma l_{infill,left,x,i} d_i^2 - \Sigma l_{infill,right,x,i} d_i^2)]\} / (\Sigma l_{infill,left,x,i} d_i^2 + \Sigma l_{infill,right,x,i} d_i^2) \quad (7.6)$$

where

$l_{infill,left,x,i}$ is the length of an infill parallel to axis x situated to the left of the axis, where axis x is the axis in direction x passing through the centre of rigidity of the bare frame;

$l_{infill,right,x,i}$ is the length of an infill parallel to axis x situated to the right of axis x ;

d_i is the distance from infill i to axis x .

NOTE The ratios $R_{sym,x}$ and $R_{sym,y}$ characterise the regularity in plan of the interacting infills layout.

(3) Structures with infilled frames for which the ratios $R_{sym,x}$ and $R_{sym,y}$ do not satisfy (2), but are both smaller than 0,4, at all storeys, may also be analysed with a bare frame model. In that case, the design seismic action effects should be taken as their values from the analysis of the bare frame and amplified by 1,3, while the design interstorey drift demand should be taken as calculated in (1) and amplified by 1,3.

(4) The analysis of structures with infilled frames for which one of the ratios $R_{sym,x}$ or $R_{sym,y}$ is greater than 0,4, at any storey, should conform to 7.4.2.3 or 7.4.2.4, whichever is applicable.

E' possibile utilizzare un a telaio nudo se le tamponature sono distribuite in modo approssimativamente simmetrico in pianta.

Indice di simmetria: R_{sym}

$\leq 0.20 \rightarrow$ BARE FRAME

$> 0.20 \ \& \ \leq 0.40 \rightarrow$
BARE FRAME + AF=1.3

$> 0.40 \rightarrow$ FRAME WITH
MODELLING OF INFILLS

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

IRREGOLARITA' IN ELEVAZIONE DEI TAMPONAMENTI

(5) If the total horizontal cross-sectional area of infills is reduced by more than 30% in one or more consecutive storeys compared to the storey below or above, an increase of the seismic action effects in the vertical members of the storey where the reduction takes place should be considered.

(6) (5) may be implemented by multiplying the seismic action effects calculated in the storey where infills are reduced by a factor K_{IR} given by Formula (7.7).

$$K_{IR} = (1 + \Delta V_{RW} / \Sigma V_{Ed}) \leq q \quad (7.7)$$

where

ΔV_{RW} is the difference between the resistance of the storey above or below storey i which contains the largest quantity of infills and the resistance of the storey i under consideration, the resistance of a storey being the sum of the shear resistance of all infills at that storey; each infill panel shear resistance $V_{ap,Rd}$ may be calculated with Formula (7.8);

ΣV_{Ed} is the sum of the calculated seismic shear action effects in all vertical primary seismic members of storey i ;

q is the behaviour factor used in the design of the structure.

(7) If Formula (7.7) leads to a magnification factor K_{IR} smaller than 1,1, the amplification of the calculated action effects may be neglected.

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

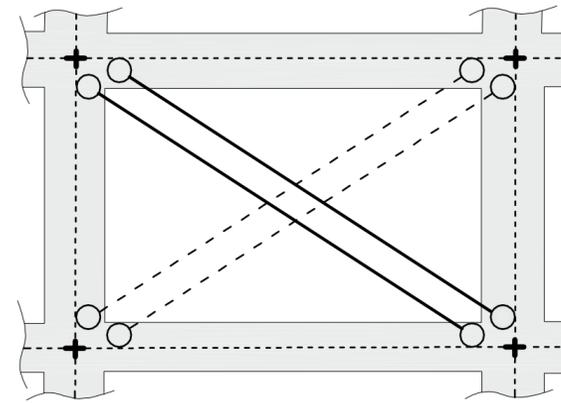
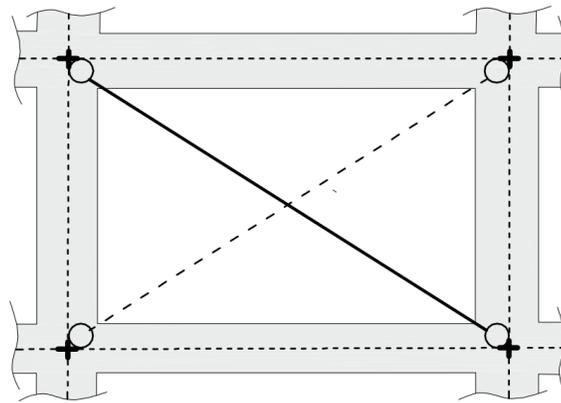
METODI DI ANALISI:

a. Modello strutturale nudo:

- Trascurando il contributo irrigidente delle tamponature
- Considerando il contributo irrigidente delle tamponature a-posteriori in modo semplificato

b. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli elastici e lineari

c. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli non-lineari



7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

Modellazione esplicita delle tamponature – Resistenza laterale e contributo aperture

(8) The design shear resistance $V_{ap,Rd}$ of infill panels without openings may be calculated by For (7.8).

$$V_{ap,Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \left[t_{ap} f_{vk0} \left(l_{ap} + \mu_f \frac{l_s}{1 - \mu_f \frac{h_{ap}}{l_{ap}}} \sin \alpha \right) \right]$$

where

$V_{ap,Rd}$ is the design resistance to horizontal shear of the infill panel;
 γ_M is the partial factor for S.D. as given in 1.4.3(5).

$$V_{ap,Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \left[t_{ap} f_{vk0} \left(l_{ap} + \mu_f \frac{l_s}{1 - \mu_f \frac{h_{ap}}{l_{ap}}} \sin \alpha \right) \right]$$

μ_f is the characteristic friction coefficient which, according to EN 1996-1-1:2022, 5.7.2.3(4), should be taken equal to 0,4.

(9) The resistance of an infill panel with one or more openings may be calculated as the resistance V_{ap} of a panel without openings multiplied by the factor ρ_{op} given by Formula (7.21).

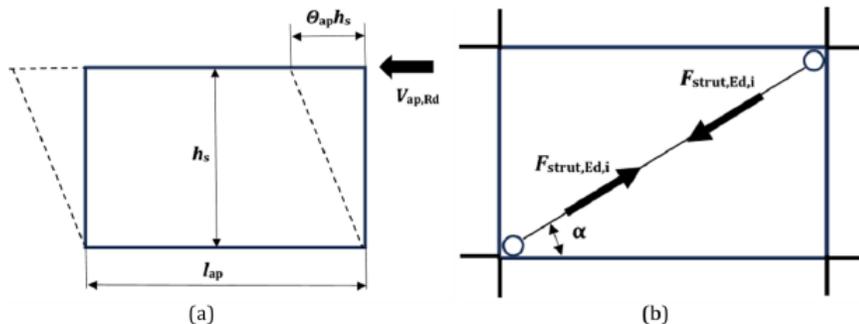


Figure 7.1 — (a) Panel drift and resistance; (b) Compression strut model

(4) The in-plane design shear resistance of a masonry infill panel with an opening may be calculated as the product of the design shear resistance $V_{ap,Rd}$ of an infill panel without opening, from Formula (7.8), and the factor ρ_{op} from Formula (7.21).

$$\rho_{op} = a \exp(b \alpha_a) + c \exp(d \alpha_1) \quad (7.21)$$

where

α_a is the ratio of the area of the opening to that of the infill panel:

$\alpha_a = \dots$

$\alpha_1 = l_{op} / l_{ap}$ is t

$h_{op} = \dots$ is t

$$\rho_{op} = a \exp(b \alpha_a) + c \exp(d \alpha_1)$$

inforced openings (see Figure 7.2).

is a, b, c and d for the calculation of the shear resistance of panels with openings

	a	b	c	d
Non reinforced	0,55	- 0,035	0,44	- 0,025
Partially reinforced	0,58	- 0,030	0,42	- 0,020

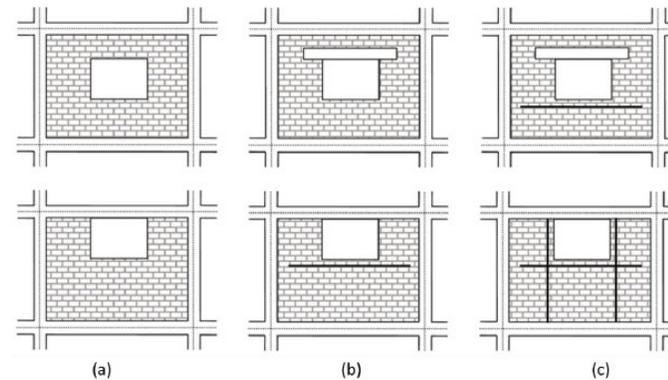


Figure 7.2 — Types of reinforcement of infills around openings: (a) without reinforcement; (b) partial reinforcement; (c) complete reinforcement

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

Modellazione esplicita delle tamponature – modelli lineari

(1) In a linear analysis, a masonry infill panel should be characterised by its secant stiffness K_{ap} .

(2) If the infill is modelled as a strut hinged at both ends (Figure 7.1(b)), K_{ap} should be calculated by Formula (7.9).

$$K_{ap} = \frac{E_{strut} t_{ap} w_s}{l_s} \quad (7.9)$$

where

E_{strut} is the modulus of elasticity of the strut calculated with Formula (7.10):

$$E_{strut} = \left[\frac{\cos^4 \alpha}{E_h} + \frac{\sin^4 \alpha}{E_v} + \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha \left(\frac{1}{G} - \frac{2\nu}{E_v} \right) \right]^{-1} \quad (7.10)$$

E_h and E_v are respectively the horizontal and vertical secant modulus of elasticity of the masonry as defined in EN 1996-1-1:2022, 5.8.2;

G is the shear modulus of the masonry as defined in EN 1996-1-1:2022, 5.8;

ν is the Poisson's ratio of the masonry; for clay and calcium silicate: $\nu = 0,1$; for AAC: $\nu = 0,25$; for lightweight concrete: $\nu = 0,2$;

α is the inclination of the diagonal strut over the horizontal, see Figure 7.1(b);

l_s is the length of the diagonal of the panel;

t_{ap} is the infill panel thickness;

w_s is the width of the diagonal of the panel as given by Formula (7.11).

$$w_s = 0,25 l_s = 0,25 l_{ap} / \cos \alpha \quad (7.11)$$

(3) The elastic stiffness and the shear resistance of masonry infill panels with an opening may be evaluated as the product of the stiffness and the resistance of an infill panel without openings by the factor ρ_{op} given by Formula (7.21) in 7.4.2.9.

(4) The design resistance $F_{strut,Rd,i}$ of each compression strut i should be calculated with Formula (7.12).

$$F_{strut,Rd,i} = V_{ap,Rd,i} / \cos \alpha_i \quad (7.12)$$

(5) The axial force $F_{strut,Ed,i}$, corresponding to the action effect in the compression strut i from the analysis, should satisfy Formula (7.13).

$$F_{strut,Ed,i} \leq F_{strut,Rd,i} \quad (7.13)$$

(6) Whenever a linear analysis at SD limit state with modelling of the interaction between frame and infill is performed, a complementary structural analysis of the bare frame should also be carried out and the relevant design verifications should be satisfied.

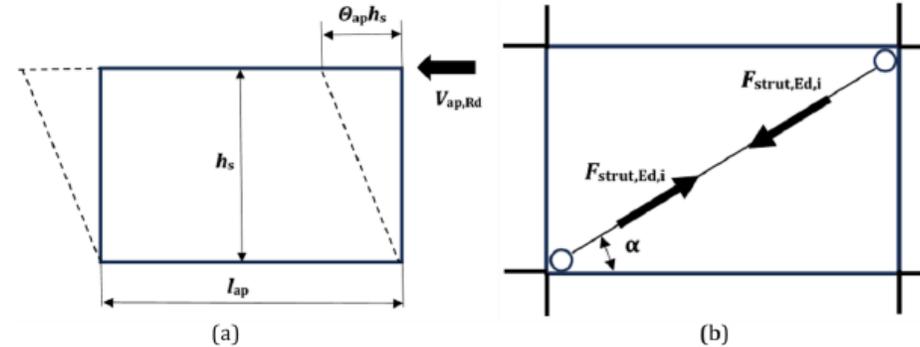


Figure 7.1 — (a) Panel drift and resistance; (b) Compression strut model

Whenever a linear analysis at SD limit state with modelling of the interaction between frame and infill is performed, a complementary structural analysis of the bare frame should also be carried out and the relevant design verifications should be satisfied.

7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

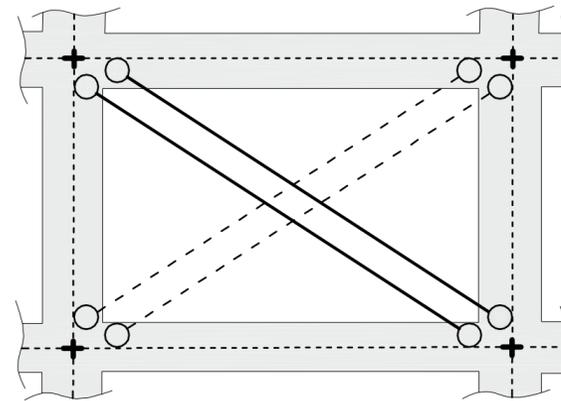
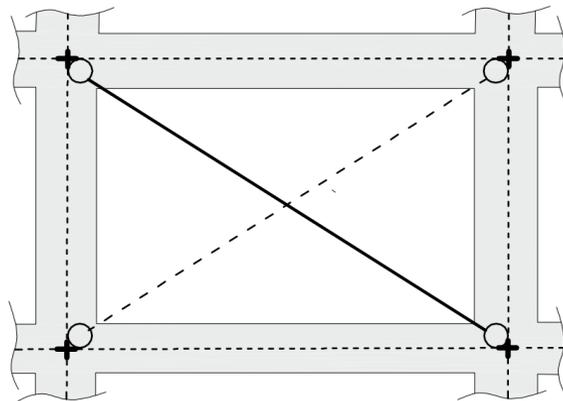
METODI DI ANALISI:

a. Modello strutturale nudo:

- Trascurando il contributo irrigidente delle tamponature
- Considerando il contributo irrigidente delle tamponature a-posteriori in modo semplificato

b. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli elastici e lineari

c. Modellazione esplicita delle tamponature – modelli non-lineari



7.4: Telai con tamponature murarie

Approccio progettuale e di verifica, criteri di modellazione

Modellazione esplicita delle tamponature – modelli non-lineari

Table M.1 — Drift at cracking, at peak strength and at ultimate conditions

	Unreinforced masonry with clay units of Group 1, 2 and 3, with thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ MPa	Unreinforced masonry with units of Group 4 and of Group 1, 2 and 3 (other than the previous column)
ϕ_{cr}	0,80	0,80
θ_p	$\theta_{ap,DL}$	$\theta_{ap,DL}$
θ_c	$= \theta_p + 4 \times (\theta_{ap,SD} - \theta_p)$	$= \theta_p + 4 \times (\theta_{ap,SD} - \theta_p)/3$

Annex M prEC8 1-2
(informative)

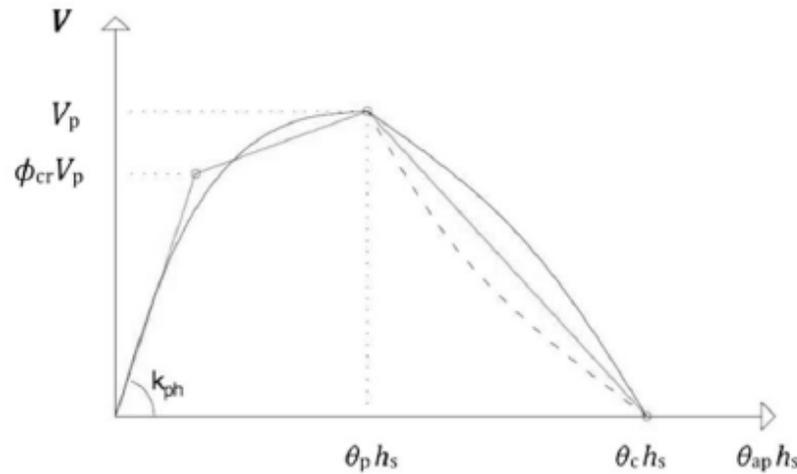


Figure M.1 — Constitutive law of a single strut (projection on the horizontal)

7.4: Telai con tamponature murarie

Verifica spostamenti interpiano

Table 7.1 — Limits of interstorey drift $\theta_{ap} h_s$ in buildings with masonry infills

Masonry Type	Drift limits $\theta_{ap,OP} h_s$ at OP	Drift limits $\theta_{ap,DL} h_s$ at DL	Drift limits $\theta_{ap,SD} h_s$ at SD
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 with a thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ MPa	0,0020 h_s	0,0045 h_s	0,0110 h_s
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 (other than the previous line)	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0080 h_s
Unreinforced masonry with clay units in Group 4	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s
Other cases	0,0015 h_s	0,0030 h_s	0,0060 h_s
Ductile masonry infills	0,0050 h_s	0,0125 h_s	0,0220 h_s

$$d_{r,OP} \leq x \cdot h_s$$

$$d_{r,DL} \leq x \cdot h_s$$

$$d_{r,SD} \leq x \cdot h_s$$

(8) The values given in Table 7.1. should be applied unless other values of drift capacity are justified by tests. The drift capacity of ductile masonry infills should be demonstrated by tests and should satisfy 7.4.1(3). Experimental evidence may be based on existing data.

NOTE CEN/TS 1998-1-101 gives a loading protocol and acceptance criteria for such tests.

(9) In case of infills with openings, the limits of drift given in Table 7.1 should be reduced by, at least, 20%.

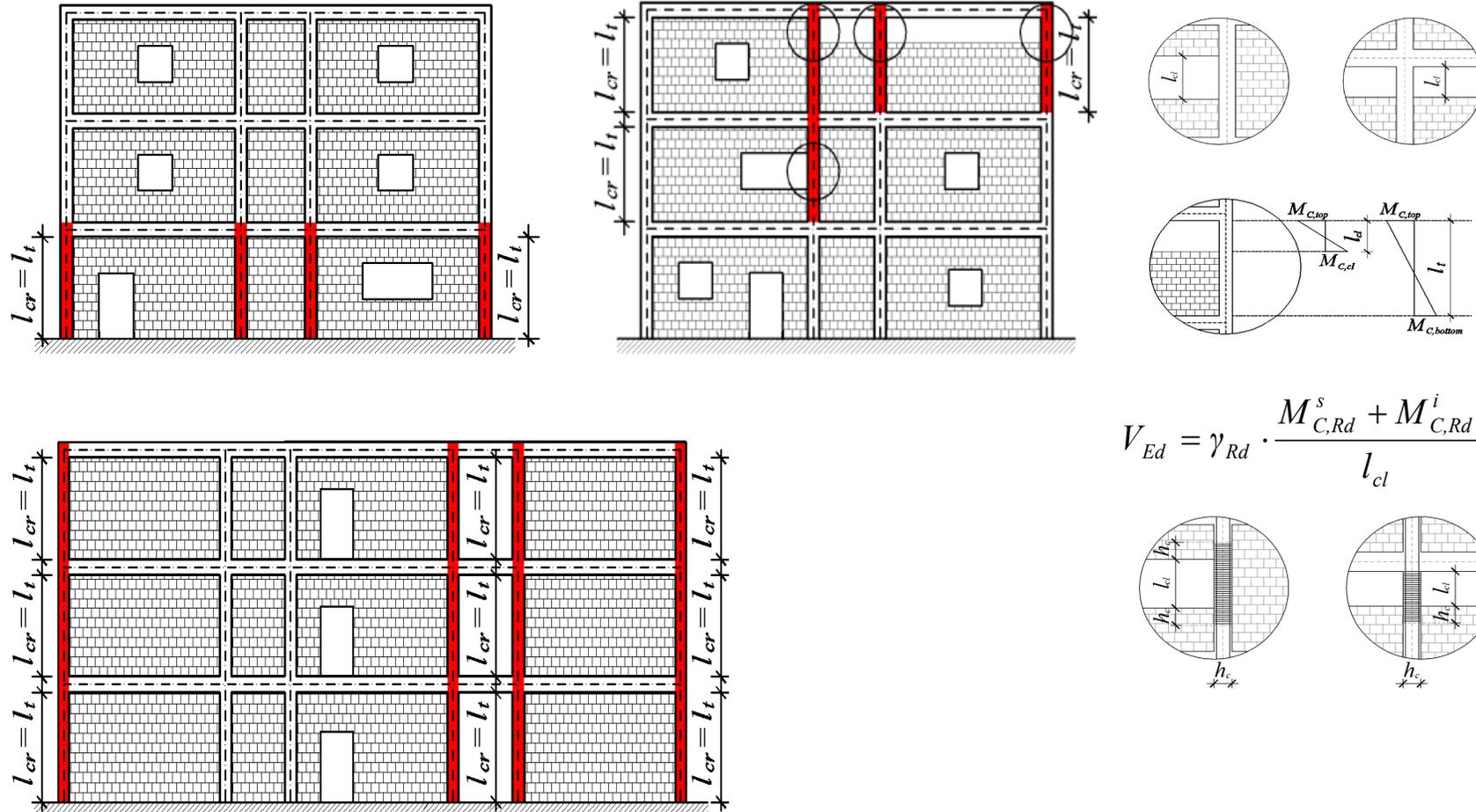
(10) In case infills are submitted to combined in-plane and out-of-plane seismic action effects, the limits of drift given at Table 7.1 should be reduced. In the absence of an otherwise justified value, the drift limits at SD given in Table 7.1 for non-ductile interacting infills should be multiplied by 0,8. For ductile infills, if it is demonstrated by experimental tests considering interaction effects that no reduction is required, the drift limits in Table 7.1 may be adopted.

(11) With reinforced masonry infills, or in the case of insertion of spread vertical or horizontal reinforcement in the masonry panel, the values in Table 7.1 may be increased by a factor not greater than 1,2. In the case of insertion of a reinforcement mesh (steel or FRP) in the plaster, on both sides of the masonry and with transversal ties connecting the mesh on the two faces, the values in Table 7.1 may be increased by a factor not greater than 1,4.

7.4: Telai con tamponature murarie

7.4.2.6 Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

Effetti locali sui pilastri



$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{C,Rd}^s + M_{C,Rd}^i}{l_{cl}}$$

7.4: Telai con tamponature murarie

7.4.2.6 Verifiche degli effetti locali sugli elementi strutturali in c.a. dovuti ai tamponamenti

(4) In DC2 and DC3, if an infill extends over the entire clear length l_{cl} of an adjacent column and the analysis is made as given in 7.4.2.2, with a model of the bare frame only, the shear resistance V_{Rd} of top and bottom zones of the column over a length l_{cs} , as defined in (3), should satisfy a) to c):

a) $V_{Rd} \geq V_{ap,Rd}$

b) $V_{Rd} \geq V_{i,d}$, if $V_{Rd} < \omega_{rm} \gamma_M V_{ap,Rd}$

c) 10.6.3.2(7) for critical regions

maggiore severit 
rispetto a EC8

«vecchia generazione»

(7.16)

(7.17)

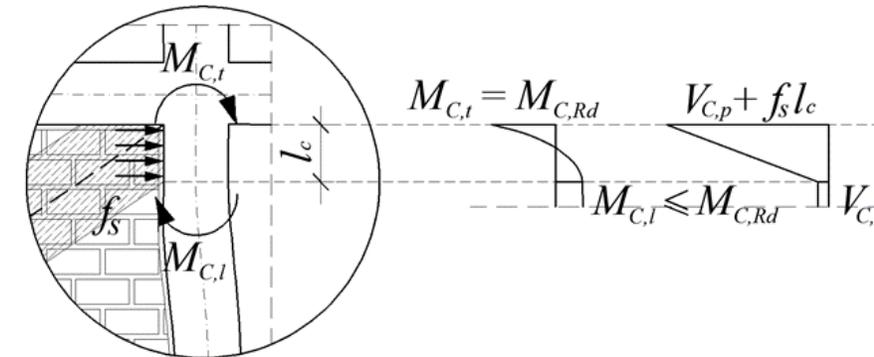
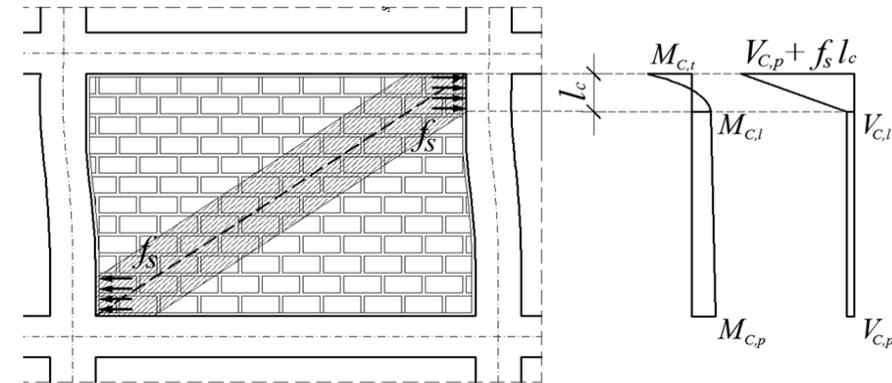
where

$V_{ap,Rd}$ is the design resistance to horizontal shear of the infill panel as given by Formula (7.8);

ω_{rm} is the material randomness factor of the infill material defined as the ratio between its mean initial shear strength f_{vm0} and its characteristic initial shear strength f_{vk0} ; ω_{rm} should be taken equal to 1,3 as given in EN 1996-1-1:2022, Annex K.3.2.2(4);

$V_{i,d}$ is the shear force in the column calculated according to 10.6.2(2) assuming that the overstrength flexural capacity of the column, $\gamma_{Rd} \omega_{sh} M_{Rd,ci}$, develops at the two ends of the contact length l_{cs} , so that $V_{i,d} = 2 \gamma_{Rd} \omega_{sh} M_{Rd,ci} / l_{cs}$.

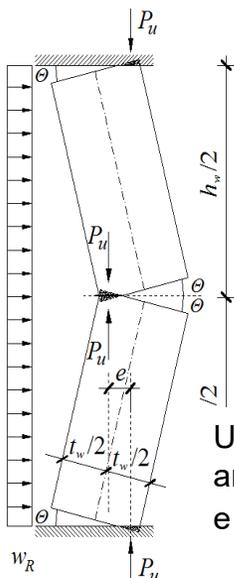
NOTE $\omega_{rm} \gamma_M V_{ap,Rd}$ is an estimate of the average shear resistance of the infill, necessary in the capacity design expressed by Formula (7.17).



7.4: Telai con tamponature murarie

Verifiche in resistenza fuori piano tamponature: valutazione della resistenza

- Valutazione della resistenza fuori piano e verifiche di sicurezza – tamponature “non-duttili”



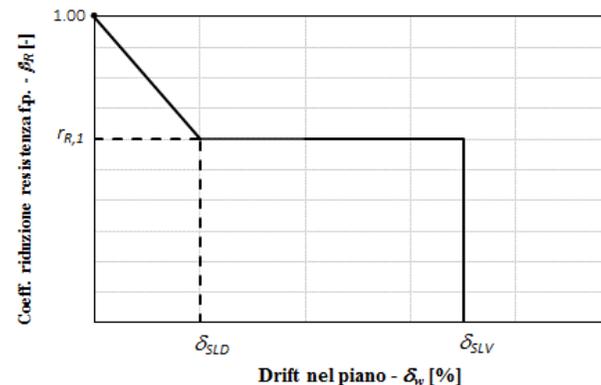
$$w_a \leq w_{R,\beta} = w_R \cdot \beta_R$$

$$w_R = \frac{0.8 t_w (0.9 t_w - \Delta)}{h_w^2} f_d$$

EC6-1-1 2022

per $\frac{h_w}{t_w} < 20$ si assume $\Delta = \frac{t_w}{10}$

Un coefficiente amplificativo = 1.5 è ammesso per le murature in laterizio e calcestruzzo del gruppo 1.



$$\beta_R = \begin{cases} (r_{R,1} - 1) \cdot \frac{\delta_w}{\delta_{SLD}} + 1 & \delta_w \leq \delta_{SLD} \\ r_{R,1} & \delta_{SLD} < \delta_w \leq \delta_{SLV} \\ 0 & \delta_{SLV} < \delta_w \end{cases}$$

β_R

Masonry Type	Reduction factor
Unreinforced masonry with clay units in Groups 1, 2 or 3 with a thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ MPa	0,50
Unreinforced masonry with clay units in Groups 1, 2 or 3, other than the units in the previous line	0,30
Unreinforced masonry with units of Group 4	0,20
Other classes	0,20
Ductile masonry infills and non-interacting infills with stable flexural or arching effect resistance	1,00

7.5: Rivestimenti (claddings)

- Si distinguono:
 - rivestimenti collegati isostaticamente alla struttura (la deformazione della struttura non genera sollecitazioni nei collegamenti)
 - rivestimenti collegati iperstaticamente alla struttura tramite connessioni integrate (la deformazione della struttura genera sollecitazioni nei collegamenti)
- Nel caso di pannelli con connessioni integrate l'analisi sismica deve considerare l'influenza dei pannelli nella risposta globale della struttura.
- Il collasso fuori piano dei rivestimenti va prevenuto
- Martellamenti tra pannelli adiacenti e tra i pannelli e la struttura vanno prevenuti (verifica della compatibilità degli spostamenti).
- La resistenza del rivestimento per azioni nel piano e fuori piano deve essere maggiore della sollecitazione di calcolo
- La resistenza delle connessioni in termini di forza e spostamenti relativi deve essere maggiore degli effetti dell'azione di calcolo

7.6: Partizioni

- Il collasso fuori piano delle partizioni vanno prevenute a SD e i loro collegamenti al contorno devono resistere all'effetto dell'azione sismica
- Per il calcolo dell'effetto dell'azione sismica si rimanda ai metodi previsti per i tamponamenti

Osservazioni conclusive sul cap.7

- Per quanto riguarda il progetto dei **telai con tamponature murarie**, l'**EC8 di nuova generazione presenta numerose differenze rispetto alla vecchia generazione**, con diverse, significative nuove prescrizioni.
- Diverse novità sono il frutto di un **aggiornamento dello stato delle conoscenze** (in particolare di tipo sperimentale).
- Alcune delle nuove prescrizioni sono state oggetto di grande **discussione** nei gruppi di lavoro. Tra queste:
 - la modalità con cui svolgere l'analisi quando si deve modellare esplicitamente la rigidezza nel piano delle tamponature nelle verifiche in forza con analisi lineare, e la relativa necessità di sottoporre le tamponature interagenti ad una verifica di resistenza in forza nel piano;
 - la valutazione delle spinte locali esercitate dalle tamponature interagenti sulle colonne
 - per le tamponature non interagenti, fino a quali valori di spostamento è necessario garantire la non interazione con il telaio (SD e NC).

Osservazioni conclusive sul cap.7

- Va ancora valutato in modo sistematico l'impatto che il cap. 7 avrà sulla progettazione dei telai con tamponature murarie (necessità di applicazione su diversi casi studio).
- L'allineamento delle future NTC al nuovo EC8 su questo punto richiederà quindi qualche cautela.

EC8-2G

Il nuovo standard europeo per la progettazione sismica



EUCENTRE
FOR YOUR SAFETY.



Sessione 4 - Materiali e tipologie costruttive

EN1998-1-2. Strutture in muratura, tamponature ed elementi costruttivi non strutturali

Guido Magenes, Università di Pavia

GRAZIE PER L'ATTENZIONE

Pavia - 5 Giugno 2025