

**Università di Trieste**  
**Dipartimento di Ingegneria e Architettura**

**Corso di**  
**Problemi Strutturali dell'Edilizia Storica**

**COMPORTAMENTO SISMICO DELLE**  
**STRUTTURE MISTE**

***Prof. Ing. Natalino Gattesco***

# BIBLIOGRAFIA

*Tomazevic M. (2001) “Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings”, Series on Innovation in Structures and Construction – Vol. 1, Imperial College Press, London.*

*Paulay T., Priestley M.J.N., (1992) “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”, John Wiley e sons, Inc.*

*Eurocodice 6 – “Progettazione delle strutture in muratura – Parte 1.1: Regole generali per gli edifici – Regole per la muratura armata e non armata”, UNI ENV 1996-1-1*

*Eurocodice 8 – “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 1.3: Regole generali. Regole specifiche per i diversi materiali ed elementi”, UNI ENV 1998-1-3*

*Circolare 10.02.1997 n. 65/AA.GG. “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al Decreto Ministeriale 16.01.1996.*

# INTRODUZIONE

**Nell'art.5 della Legge 02.02.1974 n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche” sono elencati i sistemi costruttivi per gli edifici**

- a) *Struttura intelaiata in cemento armato normale o precompresso, acciaio o **sistemi combinati dei predetti materiali***
- b) *Struttura a pannelli portanti*
- c) *Struttura in muratura*
- d) *Struttura in legname*

# STRUTTURE MISTE

**Sono strutture composte dall'associazione di elementi strutturali realizzati con materiali diversi**

**Tali elementi possono essere disposti in modo da funzionare:**

- **in parallelo** (*disposti altimetricamente allo stesso piano*)
- **in serie** (*disposti altimetricamente su piani successivi*).

**Le strutture del primo tipo vengono definite composte**

**le seconde, invece, vengono definite ibride**

# STRUTTURE COMPOSTE

Riguardano principalmente l'associazione in piano di elementi strutturali

- **In calcestruzzo e muratura** (*telai in c.a. tamponati con muratura, muratura con nuclei e setti in c.a.*)
- **in calcestruzzo e acciaio** (*strutture miste acciaio-clc, edifici in acciaio con nuclei in calcestruzzo*)
- **In acciaio e muratura** (*telai in acciaio tamponati con muratura, muratura con pareti in acciaio*)

# STRUTTURE COMPOSTE

Riguardano principalmente l'associazione in piano di elementi strutturali

- **In calcestruzzo e legno** (*struttura in calcestruzzo con solai in legno o misti legno-cls*)
- **In muratura e legno** (*muratura con solai in legno, legno-cls o legno-acciaio*)
- **In legno e acciaio** (*struttura in legno con rinforzi in acciaio*)

# STRUTTURE IBRIDE

Riguardano edifici che presentano piani realizzati con diversi materiali (*es. Piano terra in cls e piani sup. in legno*)

In particolare si possono elencare i casi ibridi di:

- **calcestruzzo e legno** (*primo piano in calcestruzzo e piani superiori in legno*)
- **calcestruzzo e acciaio** (*primo piano in calcestruzzo e piani superiori in acciaio*)
- **muratura e calcestruzzo** (*primo piano in muratura e piani superiori in calcestruzzo*)
- **muratura e acciaio** (*primo piano in muratura e piani superiori in acciaio*)

# COMPORTAMENTO SISMICO

Le **strutture composte** possono rispettare sia la **condizione di edificio regolare in pianta** che la **condizione di edificio regolare in altezza**.

**E' quindi possibile utilizzare qualsiasi metodo di analisi per la valutazione delle sollecitazioni sismiche.**

- *Analisi lineare*
- *Analisi dinamica modale*
- *Analisi statica non lineare (push-over)*
- *Analisi dinamica non lineare*

# COMPORTAMENTO SISMICO

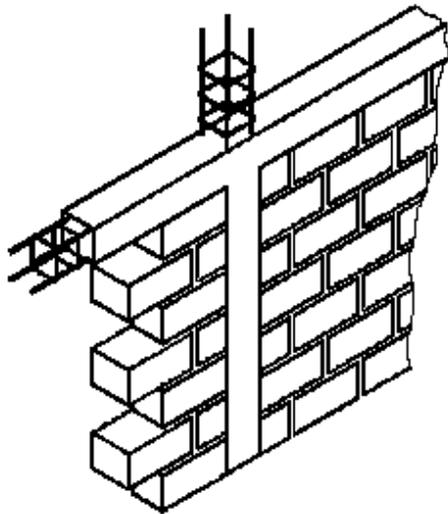
Le **strutture ibride**, invece, normalmente non soddisfano la condizione di edificio regolare in altezza.

E' necessario ricorrere ad analisi di tipo dinamico (*primo modo non lineare con l'altezza*).

- *Analisi dinamica modale*
- *Analisi dinamica non lineare*

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

Frequentemente nelle strutture intelaiate in c.a. si realizzano i tamponamenti perimetrali con muratura di mattoni semipieni.



Per garantire un'efficace resistenza alle azioni fuori-piano della parete, la stessa viene eseguita in aderenza alle strutture in c.a.

Questo fa sì che quando la struttura è eccitata dal sisma risponde come sistema composto calcestruzzo-muratura

## **TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA**

**E' consuetudine (*errata*) ritenere che la collaborazione del telaio con la muratura incrementa la resistenza della struttura alle azioni orizzontali e quindi sempre favorevole nei confronti della risposta sismica.**

**Infatti la presenza di telai tamponati altera notevolmente la risposta strutturale comportando una distribuzione effettiva delle forze orizzontali molto diversa da quella prevista in sede di progetto.**

**Alcuni telai possono quindi collassare perchè soggetti a forze molto più grandi di quelle considerate nel progetto.**

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

Il primo periodo proprio si riduce sensibilmente; può essere stimato con le relazioni

$$(EC8) \quad T_1 = \frac{T_{1b}}{\left(1 + \frac{T_{1b}^2 A_w G g}{16HW}\right)^{0.5}}$$

oppure

$$\min \begin{cases} T_1 = 0.065n \\ T_1 = 0.075H^{0.75} \\ T_1 = 0.08 \frac{H}{\sqrt{B}} \cdot \frac{H}{H+B} \end{cases}$$

$$T_{1b} = 0.075H^{0.75}$$

$G$  modulo di elasticità tang. muratura

$A_w$  area muratura di riempimento nella direzione considerata

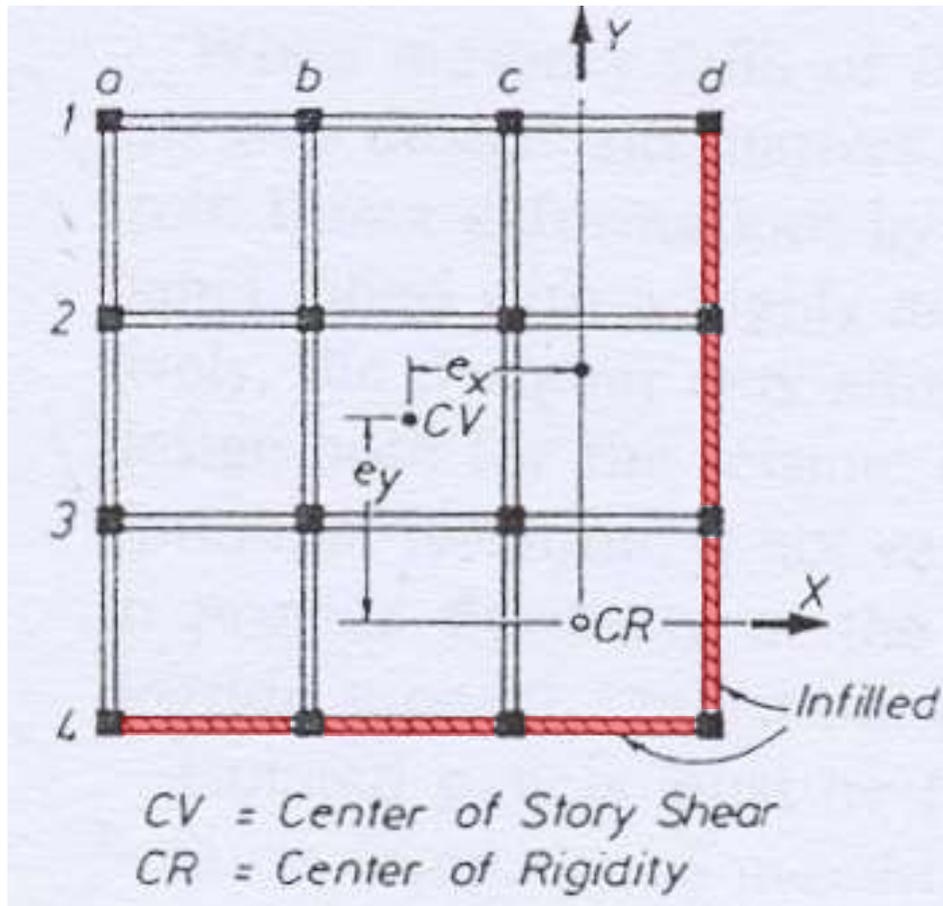
$W$  peso dell'edificio

$H$  altezza dell'edificio

$B$  profondità dell'edificio nella direzione considerata

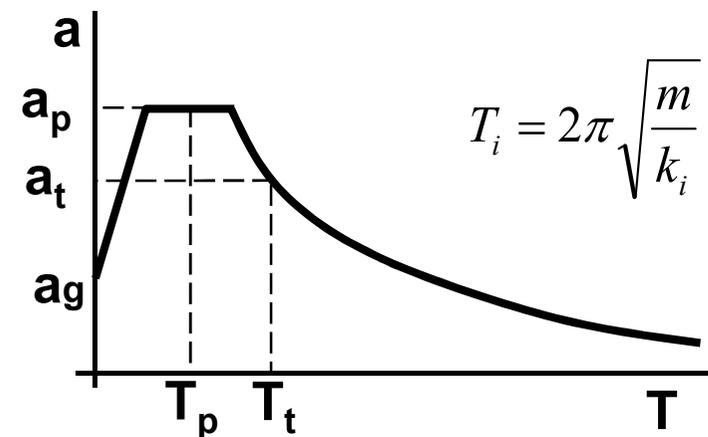
$n$  numero di piani

# TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

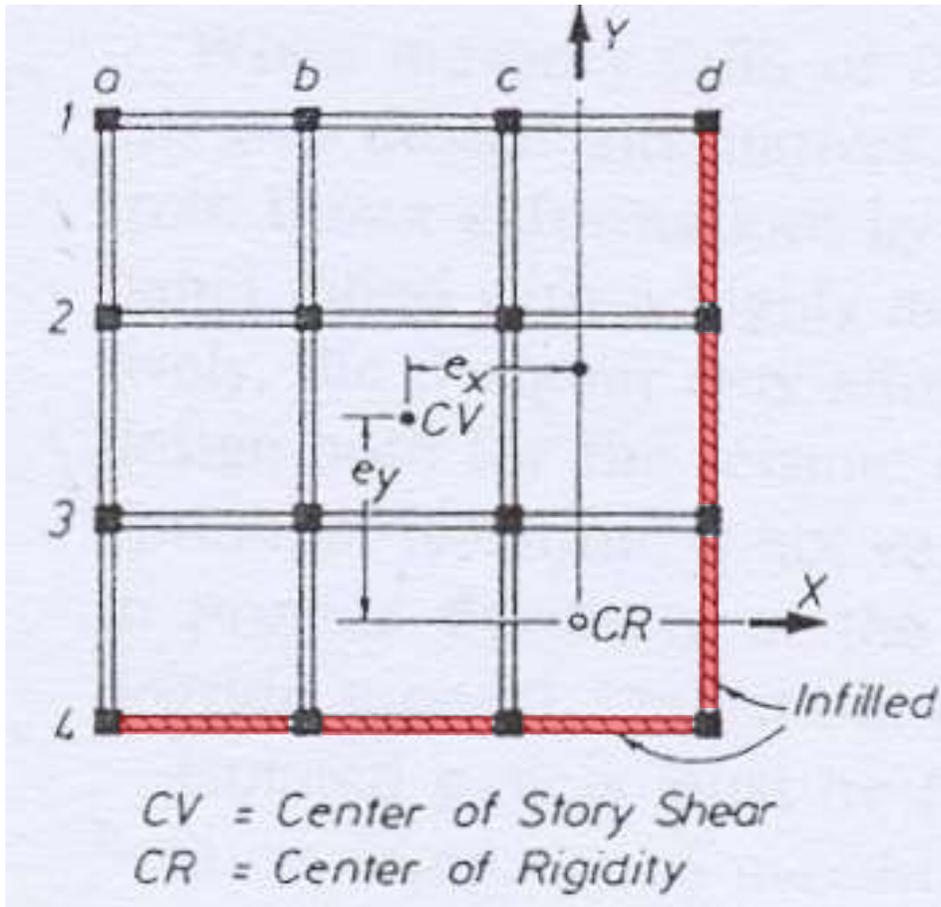


**Esempio 1:** *Struttura intelaiata in c.a. con tamponamenti lungo due lati adiacenti.*

- *Minore periodo proprio dovuto all'effetto irrigidente del tamponamento ( $T_p < T_t$ )*
- *Aumento azione sismica*



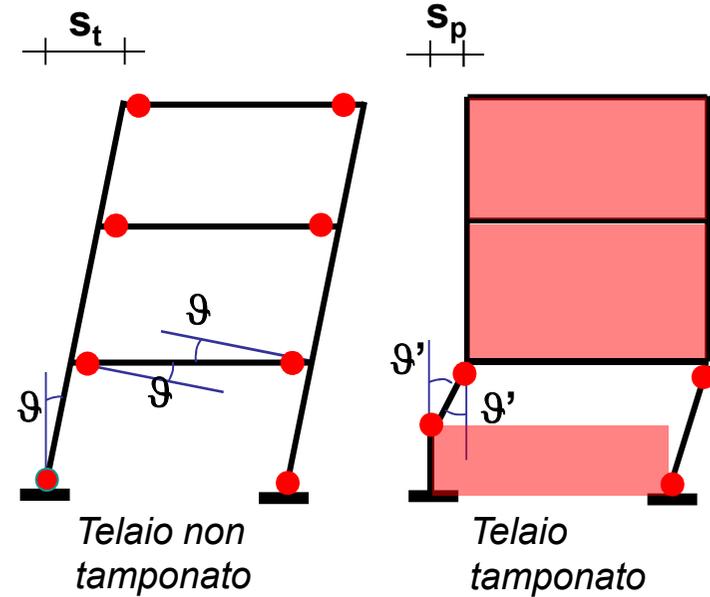
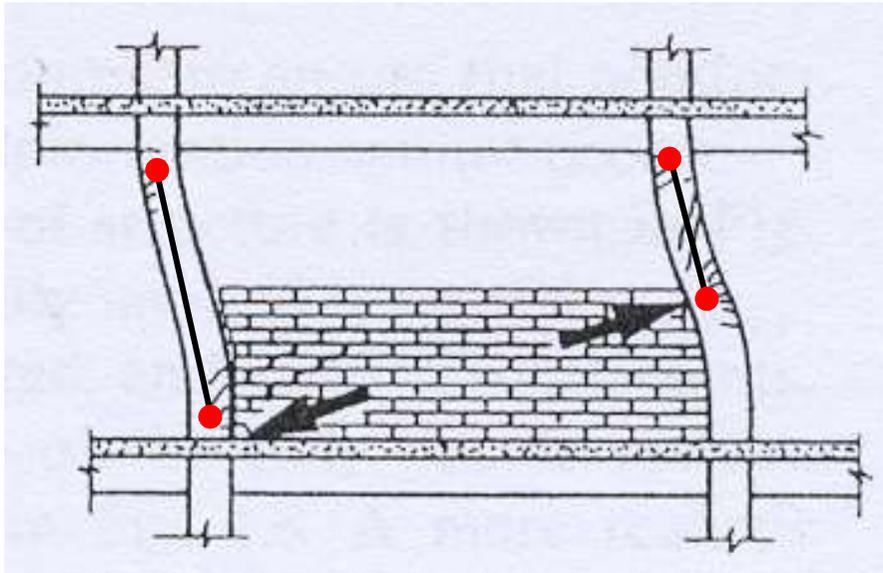
# TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA



## Esempio 1.

- *Spostamento del centro di taglio (perdita simmetria)*
- *Maggiore impegno pareti tamponate e minore duttilità*
- *Risposta torsionale*
- *Azione tagliante viene assorbita principalmente dal tamponamento*

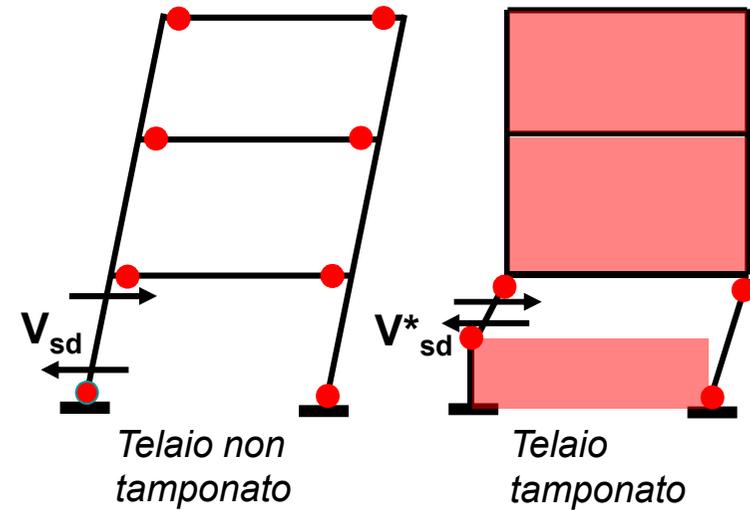
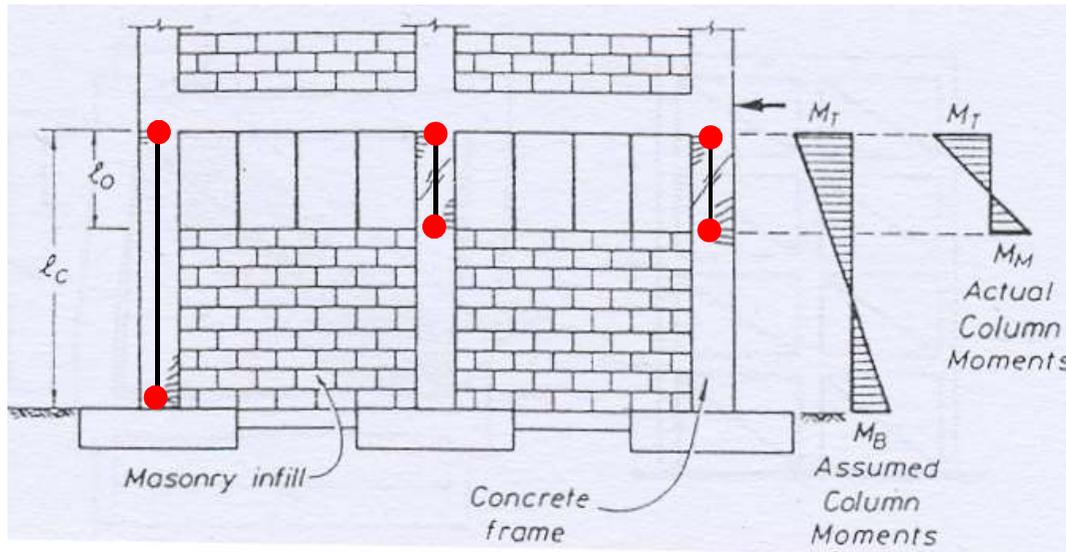
# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA



**Esempio 2.** *Tamponamento non a tutta altezza.*

- *Aumento rigidezza e conseguente aumento forza sismica*
- *Notevole riduzione della duttilità*

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA



## Esempio 2. Tamponamento non a tutta altezza.

- Grande aumento taglio nel pilastro  $V_{sd}^* \gg V_{sd}$

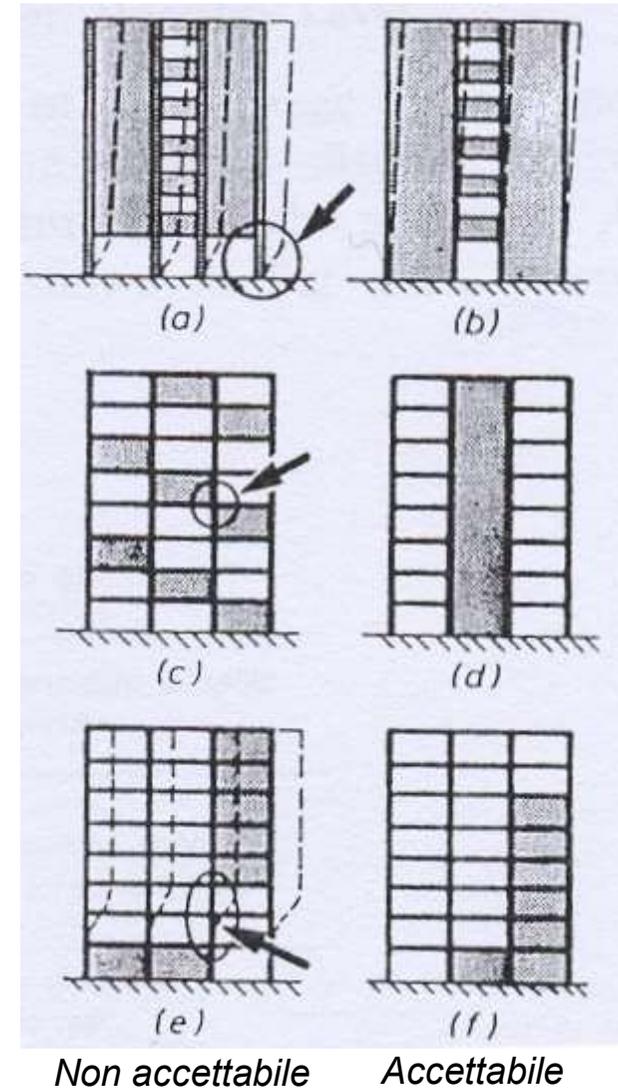
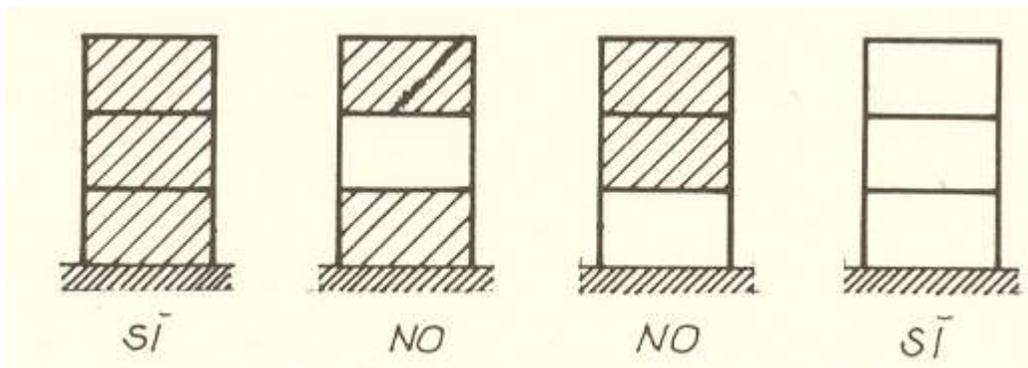
Telaio non tamponato 
$$V_{sd} = \frac{M_T + M_B}{l_c}$$

Telaio tamponato 
$$V_{sd}^* = \frac{M_T + M_M}{l_o}$$

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

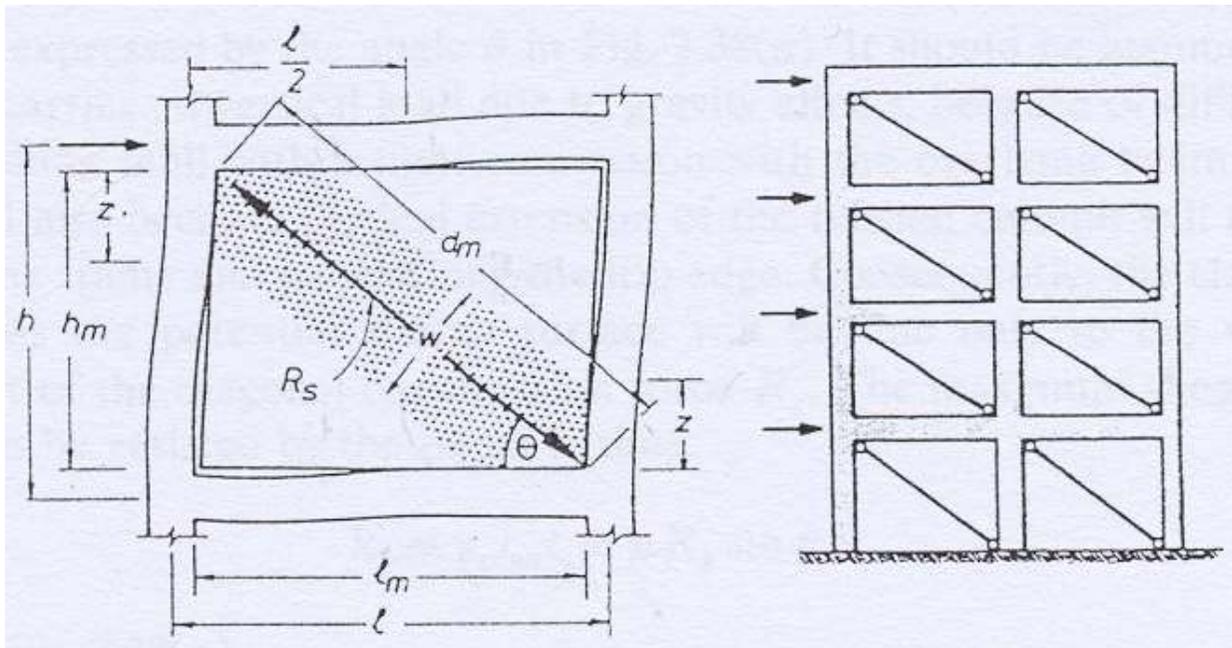
**Necessario tener conto dei tamponamenti nelle analisi**

- *Tamponamenti disposti in maniera simmetrica*
- *Tamponamenti continui in altezza*
- *Oppure tamponamenti isolati*



# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Rigidezza.** *Al crescere degli spostamenti laterali, il telaio tende a deformarsi a flessione mentre il pannello si deforma a taglio. Ciò comporta una separazione fra pannello e telaio negli angoli della diagonale tesa e lo sviluppo di un puntone diagonale compresso.*



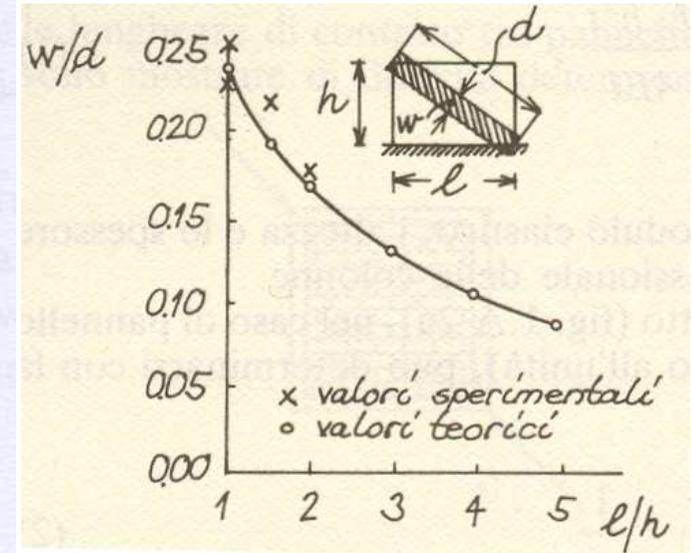
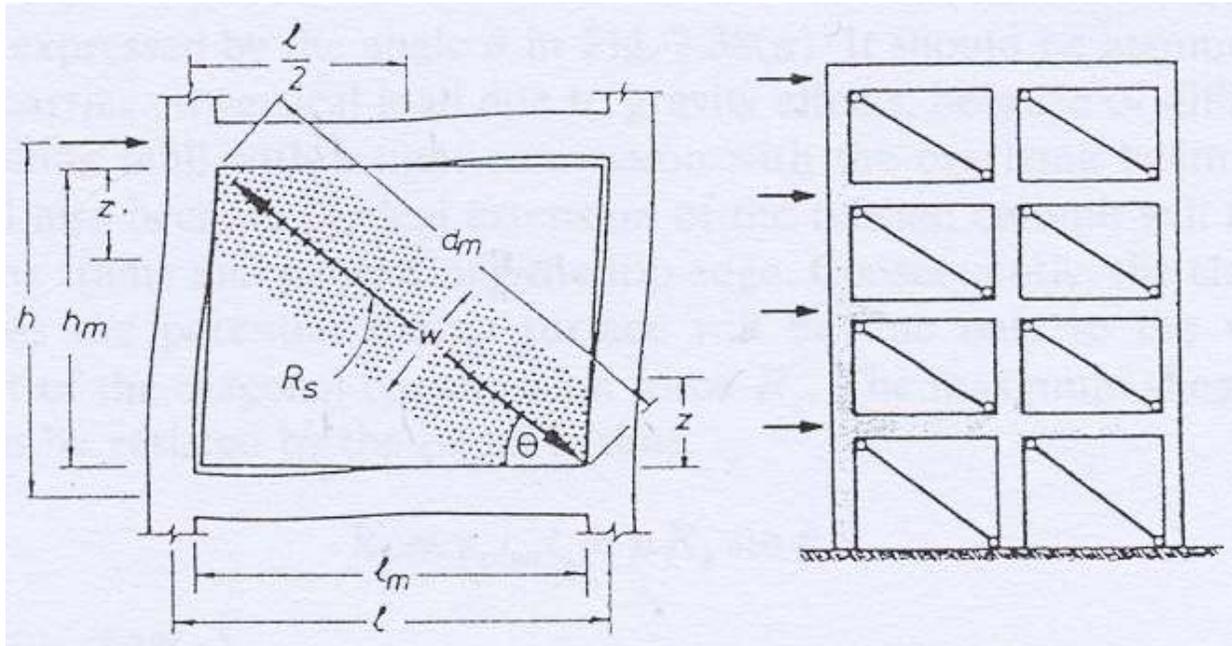
$$w \approx 0.25 d_m$$

EC8, Paulay e Priestley

$$w \approx 0.10 d_m$$

Circ. 10.04.1997  
n. 65/AA.GG.

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA



$$w \approx 0.25 d_m$$

EC8, Paulay e Priestley

$$w \approx 0.10 d_m$$

Circ. 10.04.1997  
n. 65/AA.GG.

Stafford Smith 1962

$$l/h = 1 \Rightarrow w \approx 0.25 d_m$$

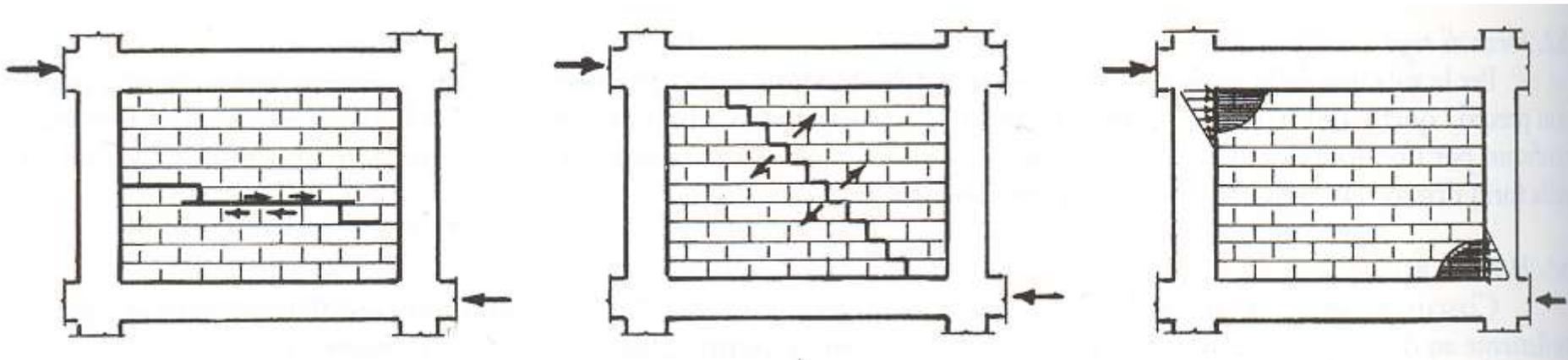
$$l/h = 5 \Rightarrow w \approx 0.10 d_m$$

## TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Si possono verificare diversi meccanismi di collasso del telaio composto:*

### Pannello murario

- *Rottura per scorrimento orizzontale*
- *Rottura diagonale per trazione*
- *Rottura a schiacciamento locale degli spigoli della tampon.*

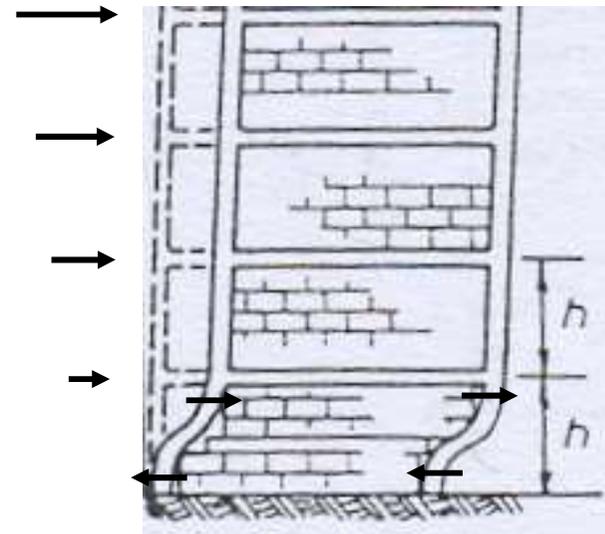
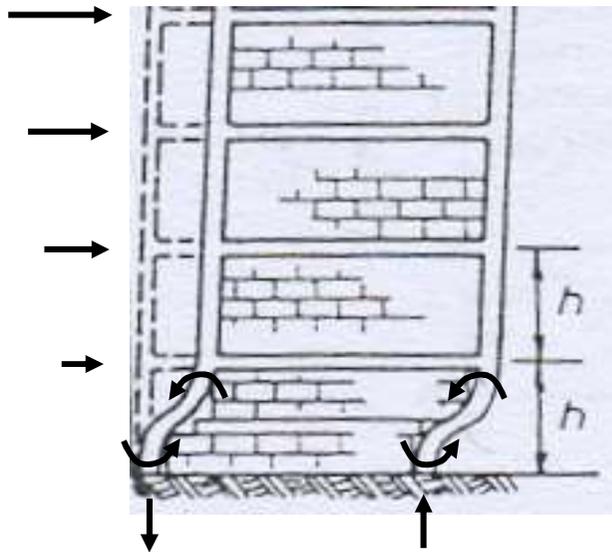


# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Si possono verificare diversi meccanismi di collasso del telaio composto:*

Telaio in c.a.

- *Rottura a flessione composta nei pilastri*
- *Rottura a taglio dei pilastri*



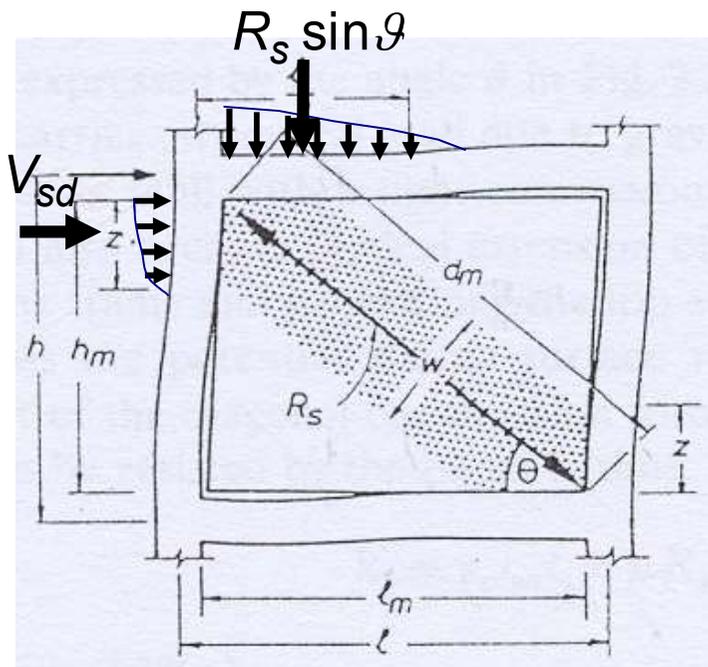
# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Rottura per scorrimento orizzontale pannello*

$$f_{vk} = f_{vok} + 0.4 \sigma$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_m$$

$R_s$  compressione nella diagonale



$$V_{Rd} = f_{vod} \cdot l_m t + \frac{0.4 R_s \sin \vartheta}{\gamma_m}$$

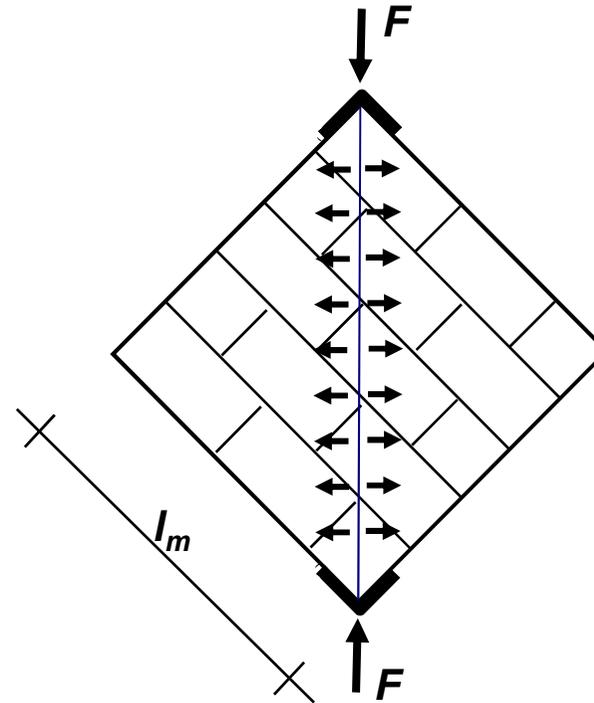
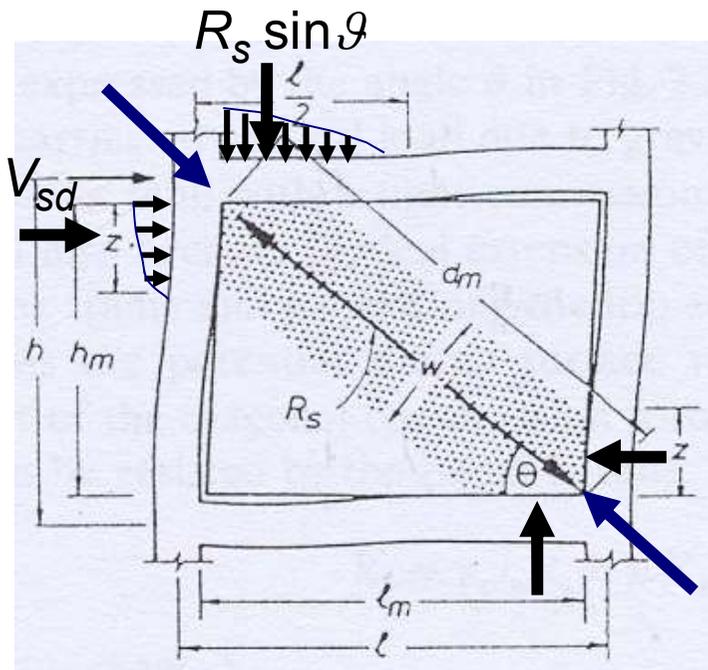
$$V_{sd} = R_s \cos \vartheta = R_s l_m / d_m$$

$$V_{sd} = V_{Rd} \quad R_s = \frac{f_{vod}}{1 - \frac{0.4}{\gamma_m} (h/l)} d_m t$$

$$V_{Rd} = f_{vod} \cdot t \left[ l_m + \frac{0.4 h_m}{\gamma_m - 0.4 (h/l)} \right]$$

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

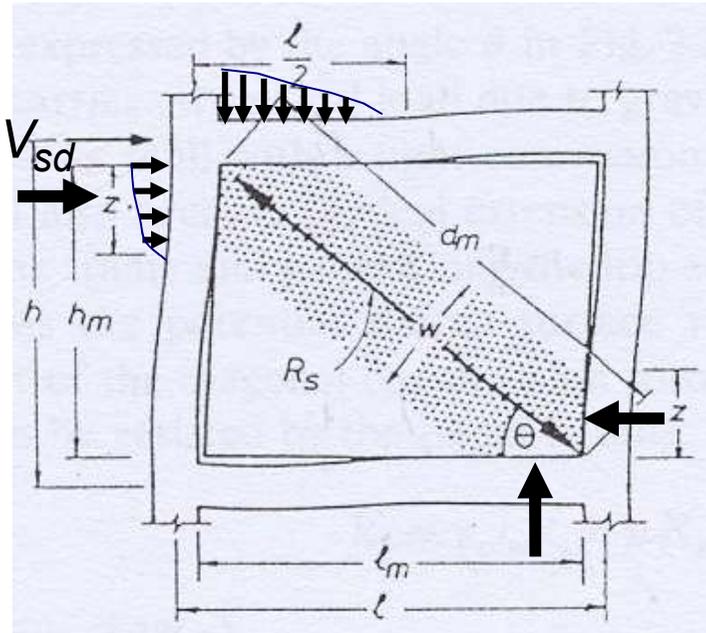
**Resistenza.** *Rottura diagonale per trazione pannello*  
(fessurazione diagonale)



$$V_{Rd} = \frac{f_{vod}}{0.6} l_m t$$

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Rottura a schiacciamento locale spigoli tampon.*



$f'_d$  = resistenza a compressione muratura in direzione orizzontale

$$V_{Rd} = \frac{2}{3} z t f'_d$$

*Paulay e Priestley*

$$z = \frac{\pi}{2} \left( \frac{4 E_c I_c h_m}{E_m t \sin 2\vartheta} \right)^{0.25}$$

$$V_{Rd} = 0.8 f'_d \cos^2 \vartheta \left( \frac{E_c}{E_m} I_c h_m t^3 \right)^{0.25}$$

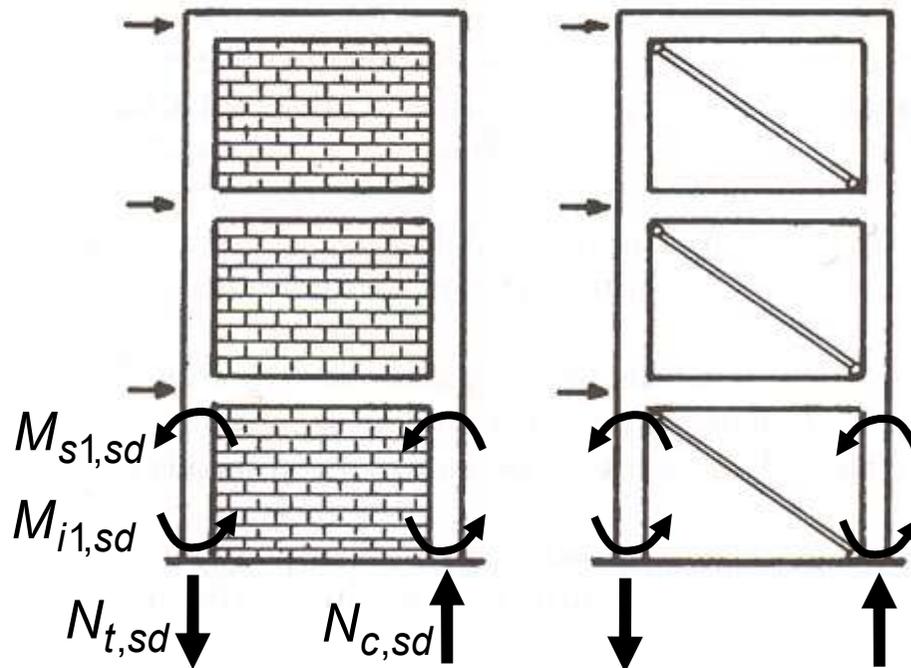
*Circ. 10.04.1997 n. 65/AA.GG.*

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Rottura a flessione composta nei pilastri.*

*Si calcolano le sollecitazioni assiali e i momenti flettenti nei pilastri considerando lo schema strutturale con i puntoni diagonali.* I momenti vanno aumentati di

$$\frac{v_{Rd}^{pannello} \cdot h}{10}$$



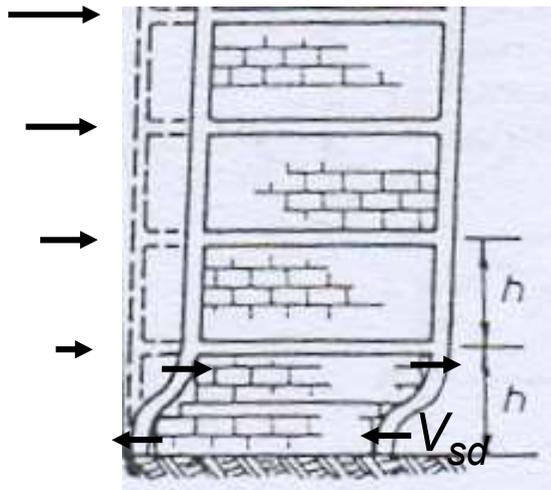
*Si confrontano i valori agenti nel domino di interazione M-N di ciascuna sezione.*

$$M_{sd}(N_{sd}) \leq M_{Rd}(N_{sd})$$

# TELAI IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Resistenza.** *Rottura a taglio dei pilastri.*

*La rottura a taglio dei pilastri non deve verificarsi prima che ceda per taglio il pannello. Quindi la sollecitazione tagliante che deve essere sopportata dal pilastro è uguale a quella ottenuta dall'analisi della struttura con i puntoni equivalenti più la resistenza a taglio del pannello.*



$$V_{sd}^{telaio} = V_{sd}^{analisi} + V_{Rd}^{pannello}$$

$$V_{sd}^{telaio} \leq V_{Rd}^{telaio}$$

## TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

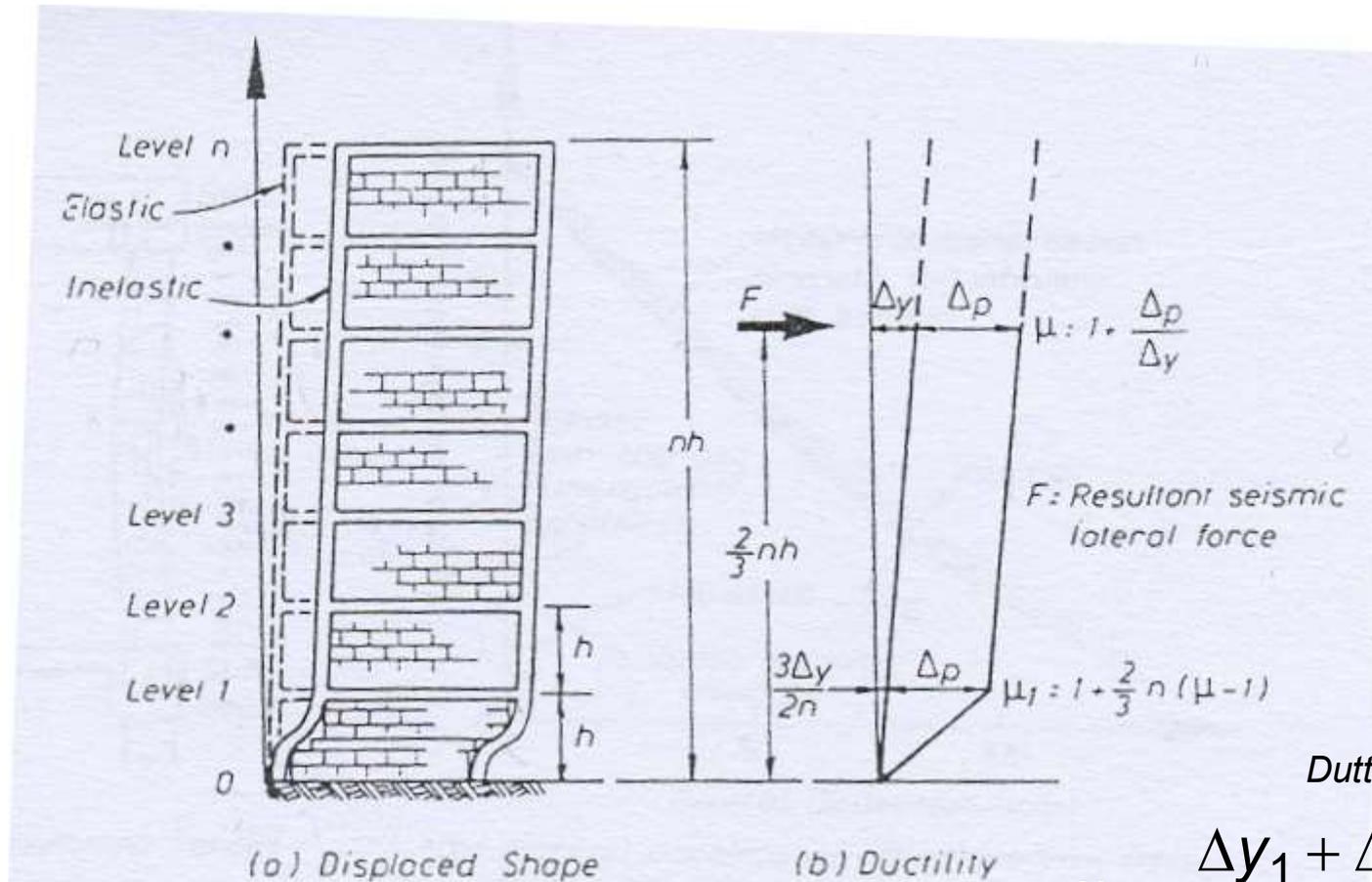
**Duttilità.** *E' necessario che le colonne compresse vengano adeguatamente confinate per un tratto pari alla lunghezza della potenziale cerniera plastica (la larghezza della parete composta).*

*In queste condizioni il meccanismo di rottura che si forma per primo riguarda lo slittamento o la fessurazione diagonale del tamponamento del piano inferiore.*

*Questo comporta che per garantire un'adeguata duttilità globale alla struttura è necessario che il piano "debole" possieda un'elevata duttilità "locale" soprattutto per strutture con elevato numero di piani.*

# TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

## Duttilità.



Duttilità globale struttura

$$\mu = 1 + \frac{\Delta p}{\Delta y}$$

Spostamento allo snervamento piano primo

$$\Delta y_1 = \frac{3 \Delta y}{2n}$$

Duttilità "locale" primo piano

$$\mu_1 = \frac{\Delta y_1 + \Delta p}{\Delta y_1} = 1 + \frac{2}{3} n (\mu - 1)$$

# TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

## Duttilità.

Duttilità "locale" primo piano

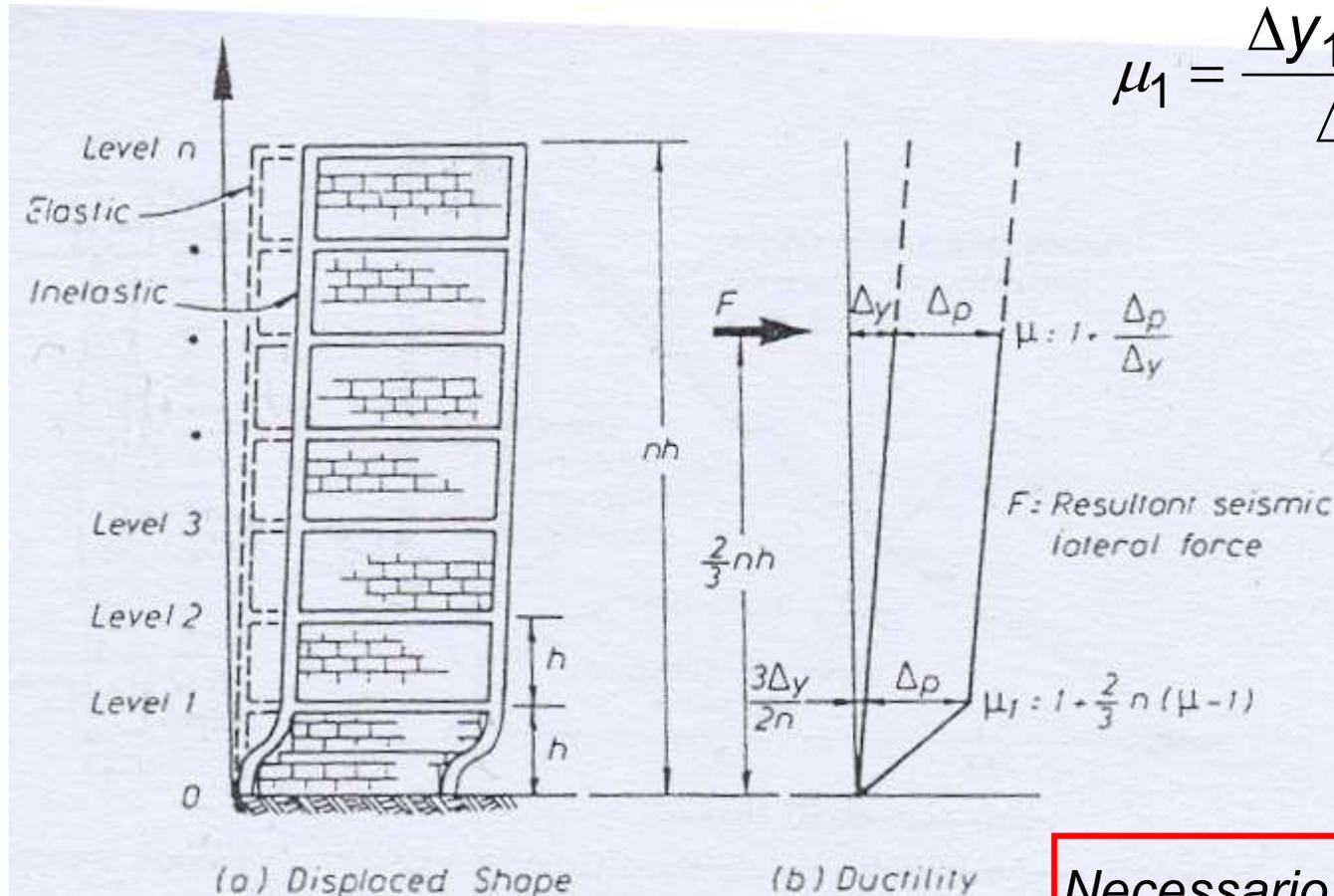
$$\mu_1 = \frac{\Delta y_1 + \Delta p}{\Delta y_1} = 1 + \frac{2}{3} n (\mu - 1)$$

Per  $n=4$  e  $\mu=4$

$$\mu_1 = 9$$

Impossibile ottenere un valore di duttilità locale così alto con questa struttura

Necessario progettare per un livello di duttilità globale più basso  $\mu=2$



# TELAJ IN C.A. TAMPONATI CON MURATURA

**Progetto.** *Necessario considerare un fattore di struttura più basso e quindi una forza di progetto più elevata.*

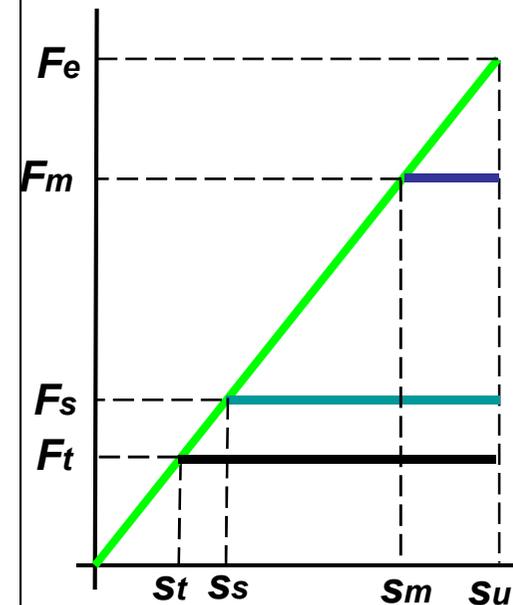
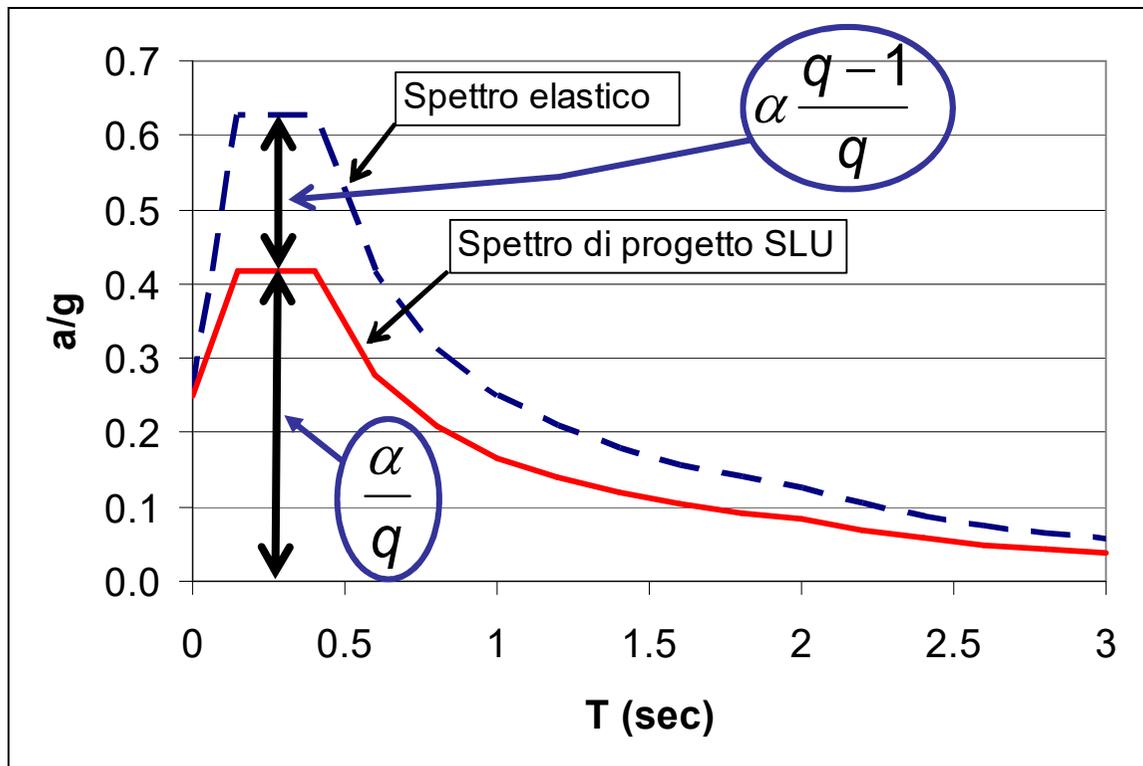
Fattore di struttura

$$q = \mu \cdot \alpha_u / \alpha_1 \cdot k_R$$

Duttilità

Sovreresistenza

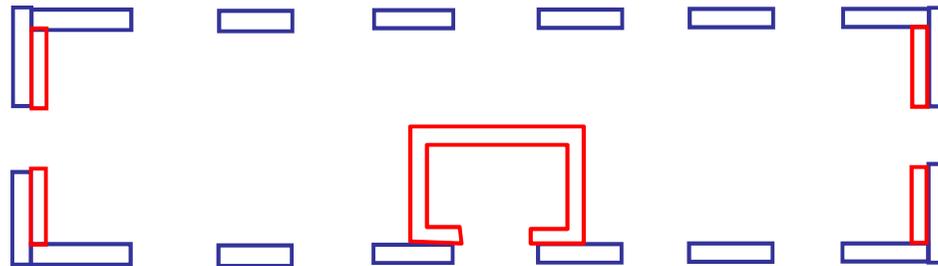
regolarità



$$\mu = \frac{S_u}{S_t}$$

## MURATURA CON NUCLEI E SETTI IN C.A.

*Generalmente riguardano interventi su edifici esistenti; non essendo la muratura in grado da sola di resistere alle azioni sismiche si aggiungono elementi in calcestruzzo armato dotati di elevata rigidezza.*



*Gli elementi nuovi essendo congruenti con la muratura devono essere molto rigidi e devono essere progettati in modo tale che la muratura non subisca deformazioni eccessive da portarla al collasso.*

## MURATURA CON NUCLEI E SETTI IN C.A.

Forze orizzontali affidate alla sola struttura in c.a.

*Gli spostamenti al limite elastico delle strutture in calcestruzzo non devono essere maggiori dei corrispondenti per la muratura in ogni punto.*

*Inoltre è necessario progettare con un valore di  $q$  non maggiore di quello della muratura*

$$q = \mu \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (\mu = 1.5 \div 2.0)$$

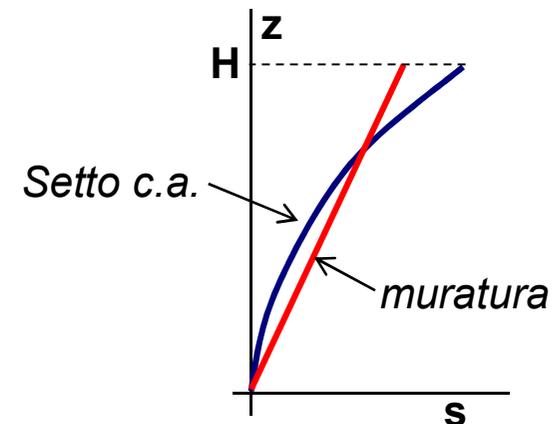
# MURATURA CON NUCLEI E SETTI IN C.A.

## Forze orizzontali affidate al sistema composto

*La collaborazione della muratura può essere considerata purchè sia buona la conoscenza del materiale muratura e sia possibile costruire un modello strutturale affidabile.*

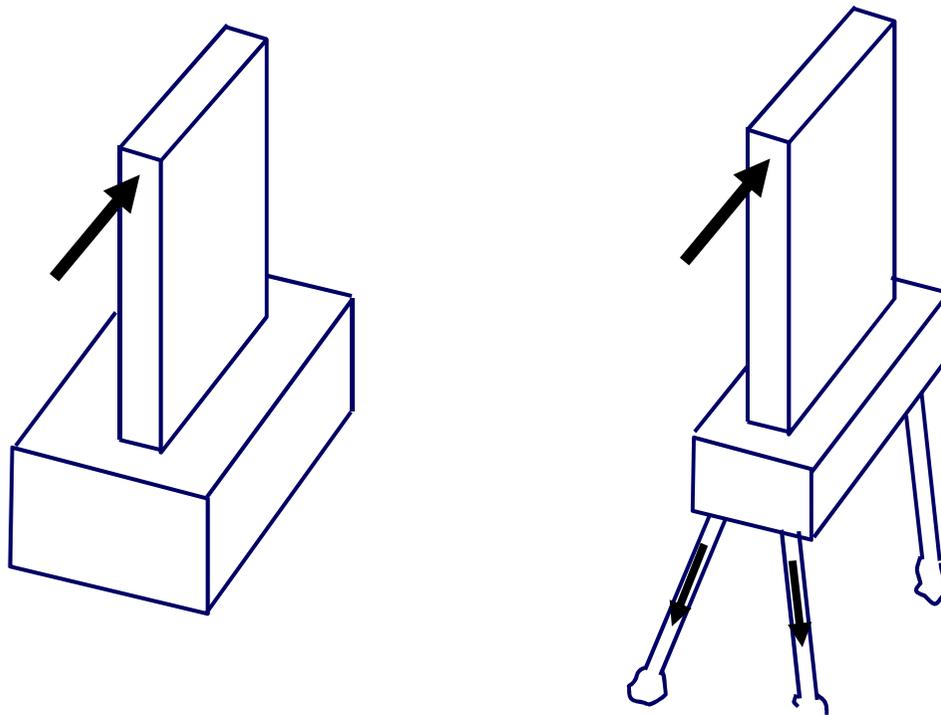
*Nel caso di distribuzioni non simmetriche della muratura si deve sempre tener conto dell'influenza della stessa sulla risposta alle azioni orizzontali.*

*E' pure necessario tener conto della diversa deformabilità di parete di muratura ed elemento in c.a.*



## MURATURA CON NUCLEI E SETTI IN C.A.

*Le fondazioni delle strutture nuove, che in genere non portano carichi verticali, devono essere massicce (zavorra) o prevedere l'impiego di micropali per contrastare il momento ribaltante dovuto alle azioni orizzontali.*



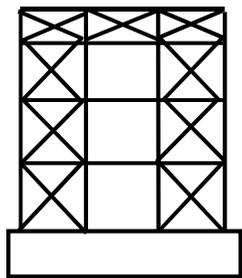
# TELAJ IN ACCIAIO TAMPONATI CON MURATURA

*Valgono le stesse considerazioni fatte per i telai in c.a. tamponati con muratura.*

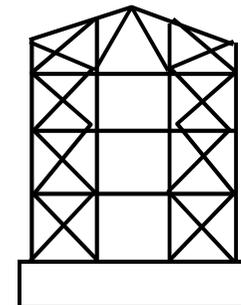
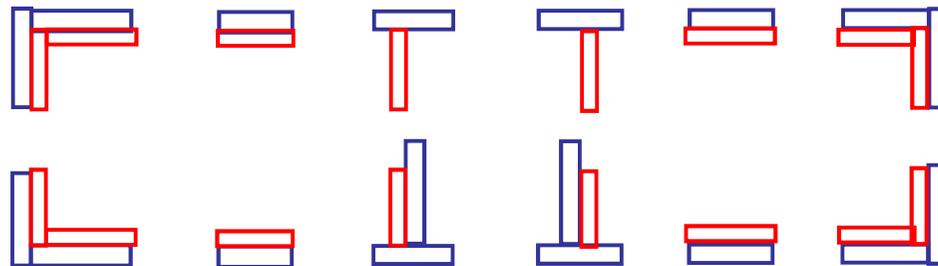
# MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO

*Riguardano in genere interventi di adeguamento sismico di edifici esistenti in muratura.*

*Quando la muratura non è in grado da sola di resistere alle azioni orizzontali si possono aggiungere robuste pareti in acciaio costituite frequentemente da sistemi reticolari.*



*Pareti longitudinali*



*Pareti trasversali*

# MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO

Forze orizzontali affidate alle sole pareti di acciaio

*Come per il caso di aggiunta di pareti di calcestruzzo, gli spostamenti al limite elastico delle strutture in acciaio non devono essere maggiori dei corrispondenti per la muratura in ogni punto.*

*Inoltre è necessario progettare con un valore di  $q$  non maggiore di quello della muratura*

$$q = \mu \cdot \alpha_u / \alpha_1 \quad (\mu = 1.5 \div 2.0)$$

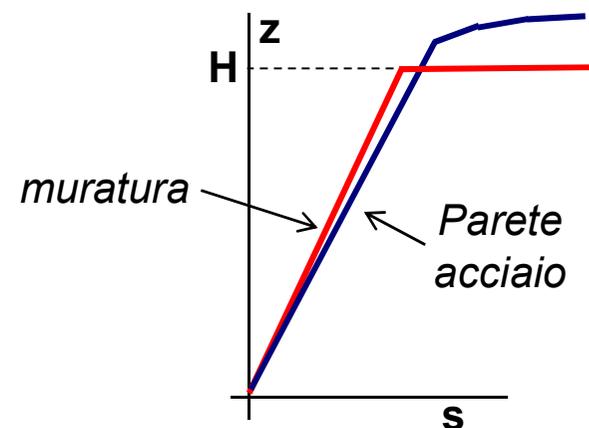
# MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO

## Forze orizzontali affidate al sistema composto

*La collaborazione della muratura può essere considerata purchè sia buona la conoscenza del materiale muratura e sia possibile costruire un modello strutturale affidabile.*

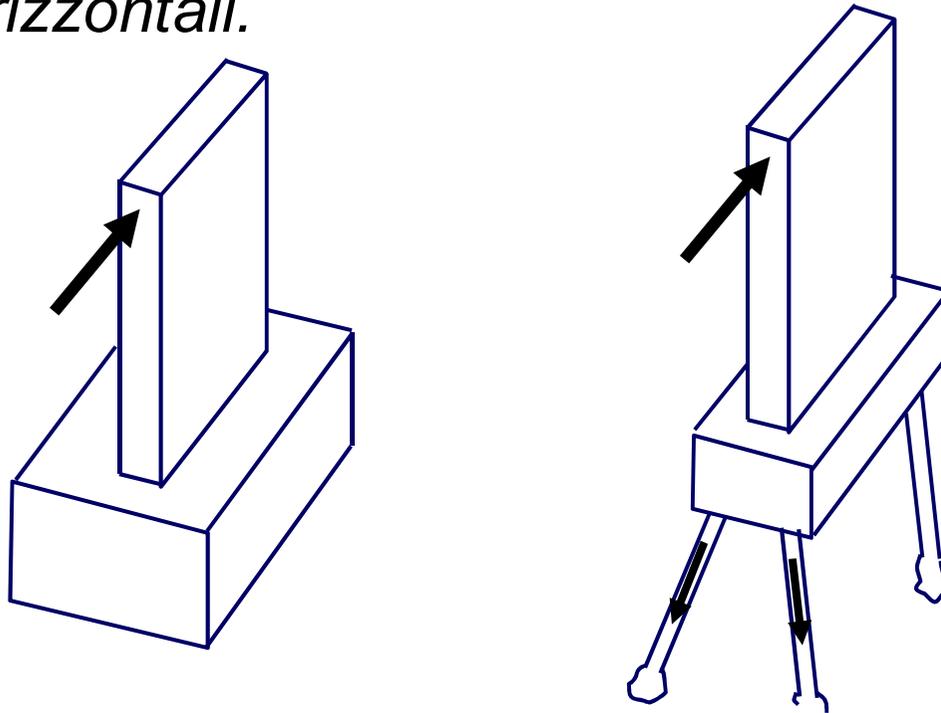
*Nel caso di distribuzioni non simmetriche della muratura si deve sempre tener conto dell'influenza della stessa sulla risposta alle azioni orizzontali.*

*E' pure necessario tener conto della diversa deformabilità di parete di muratura e parete in acciaio*



## MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO

*Come per le strutture con setti in c.a., le fondazioni delle pareti in acciaio, che in genere non portano carichi verticali, devono essere massicce (zavorra) o prevedere l'impiego di micropali per contrastare il momento ribaltante dovuto alle azioni orizzontali.*



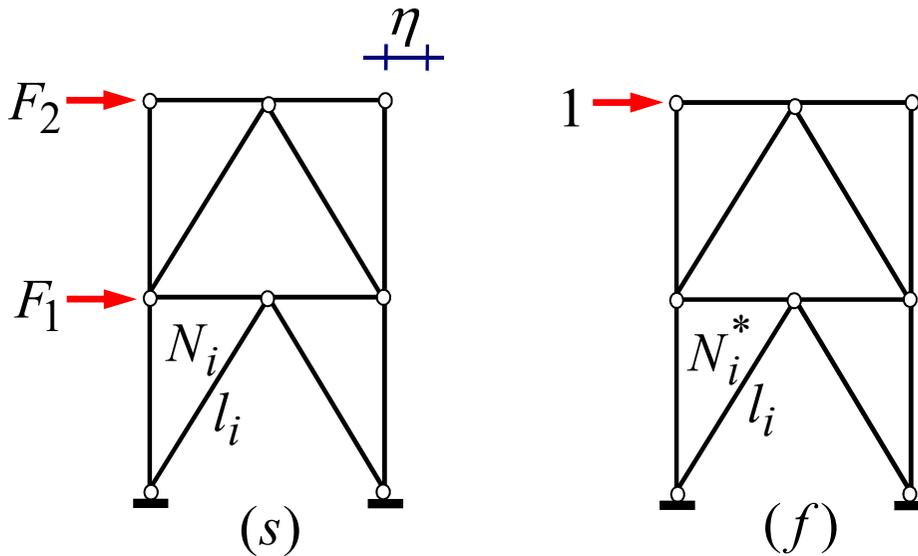
## MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO

*Per il calcolo degli spostamenti orizzontali degli elementi di controvento si può utilizzare il Principio dei Lavori Virtuali.*

*Si impone che il lavoro delle forze esterne  $L_e$  sia uguale al lavoro di deformazione dell'intera struttura  $L_i$ .*

*Per far questo si considera il sistema reale come sistema di spostamenti ( $s$ ) ed un sistema con una forza unitaria orizz. applicata nel nodo di cui si vuole calcolare lo spostamento assunto come sistema di forze ( $f$ )*

# MURATURA CON PARETI IN ACCIAIO



*P.L.V.*

$$L_e = L_i$$

$$1 \cdot \eta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i \cdot N_i^*}{E A_i} \cdot l_i$$

Lo spostamento delle strutture di controvento non deve superare  $\frac{N_i}{E A_i} = \varepsilon_i$

$$\eta_{\text{lim}} = 0.003h$$

*Le aste della struttura reticolare, soggette a compressione non devono, di norma, avere una snellezza superiore a 40.*

## DIMENSIONAMENTO PARETI IN ACCIAIO

*In un edificio in muratura, che presenta una percentuale di muratura inferior ai minimi della tabella seguente, bisogna aggiungere elementi murari o aggiungere pareti/portal di controvento in acciaio.*

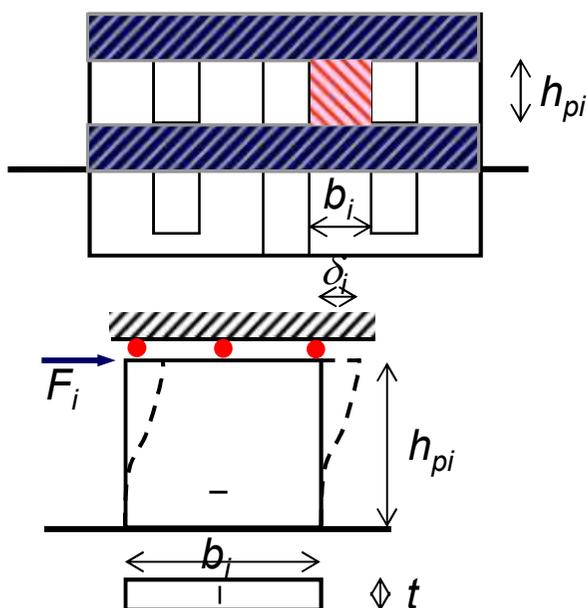
Accelerazione di picco del terreno $a_g \cdot S$		$\leq 0,07$ g	$\leq 0,1$ g	$\leq 0,15$ g	$\leq 0,20$ g	$\leq 0,25$ g	$\leq 0,30$ g	$\leq 0,35$ g	$\leq 0,40$ g	$\leq 0,45$ g	$\leq 0,4725$ g
Tipo di struttura	Numero piani										
Muratura ordinaria	1	3,5 %	3,5 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,0 %	6,0 %	6,5 %
	2	4,0 %	4,0 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	6,5 %	6,5 %	7,0 %
	3	4,5 %	4,5 %	5,0 %	5,5 %	6,0 %	6,5 %	7,0 %			

*Per edifici che hanno più di 3 piani, ma non oltre i 5 piani, in fase di predimensionamento degli elementi resistenti alle azioni sismiche, si possono estrapolare linearmente i valori di area resistente di tabella.*

# DIMENSIONAMENTO PARETI IN ACCIAIO

*Ipotizzando come altezza di riferimento degli elementi in muratura resistenti alle azioni orizzontali l'altezza media di tutti i maschi del piano di riferimento, si può ricavare la quantità di muratura da aggiungere.*

*Quest'area viene tradotta in un numero di maschi da distribuire in modo da favorire la riduzione di eccentricità fra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze. Quindi si calcola la rigidezza di questi maschi.*

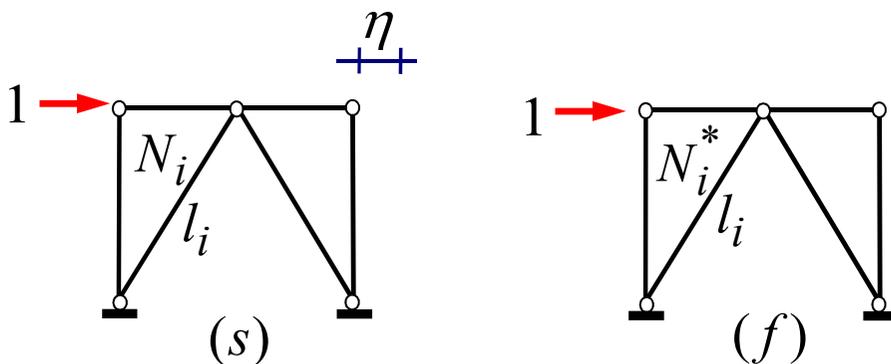


Per  $F_i = 1$   $\rightarrow$   $\delta_i = \frac{h_{pi}^3}{12E I_i} + \frac{\chi h_{pi}}{G A_i}$

Deformabilità flessionale
Deformabilità tagliante

$$K_i = \frac{1}{\frac{h_{pi}^3}{12E I_i} + \frac{\chi h_{pi}}{G A_i}} = \frac{G b_i t}{\chi h_{pi} \left[ 1 + \frac{G}{E} \frac{1}{\chi} \left( \frac{h_{pi}}{b_i} \right)^2 \right]}$$

# DIMENSIONAMENTO PARETI IN ACCIAIO



*P.L.V.*

$$L_e = L_i$$

$$1 \cdot \eta = \sum_{i=1}^n \frac{N_i \cdot N_i^*}{E A_i} \cdot l_i$$

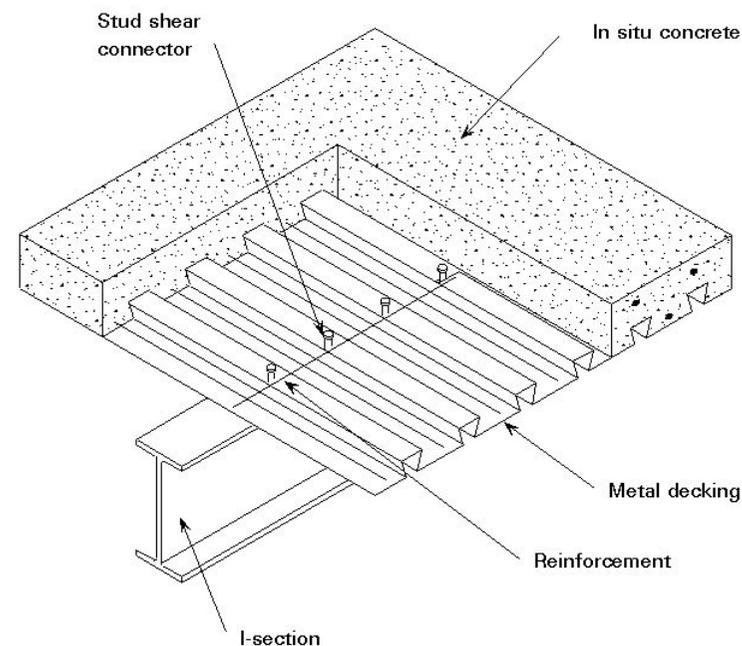
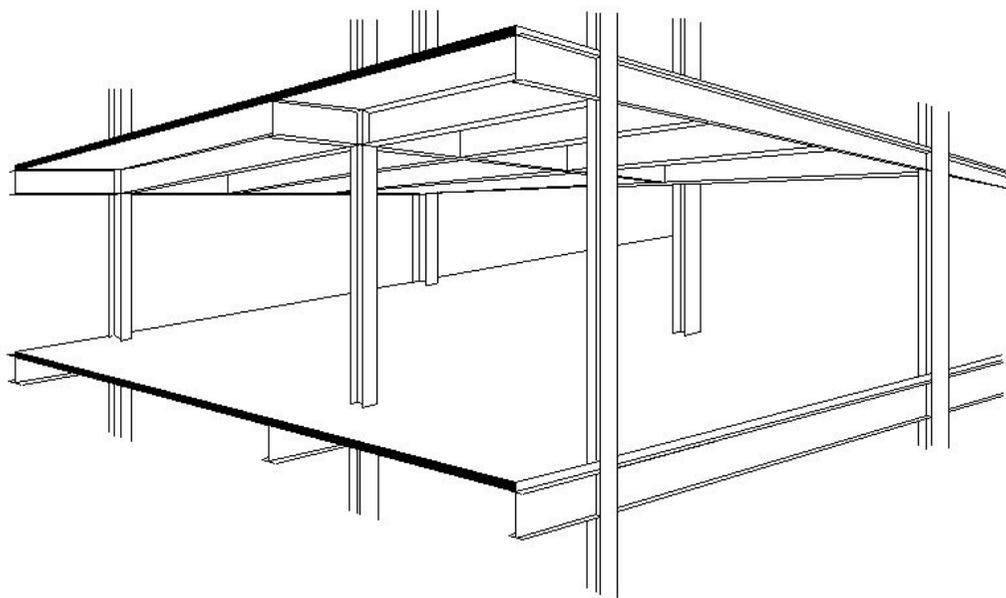
$$K_{Pi} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \frac{N_i \cdot N_i^*}{E A_i} \cdot l_i}$$

$$K_{Pi} = K_i$$

*Si ricavano le sezioni delle aste ( $A_i$ ) che consentono di ottenere la stessa rigidezza del maschio murario.*

## STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

*Gli elementi strutturali composti acciaio-clc riguardano: travi, ottenute in genere solidarizzando una soletta di calcestruzzo a elementi di acciaio; colonne, ottenute annegando profilati di acciaio all'interno di sezioni di calcestruzzo. Sono regolate da norme specifiche (CNR 10016-98, EC4, NTC 2008)*



# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

*Per le strutture composte acciaio-clc i criteri di progettazione sismica sono simili a quelli adottati per le strutture di acciaio.*

*Comportamento  
strutturale*

- a) Dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acc.-cls.*
- b) Dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature di solo acciaio*
- c) Non dissipativo ( $q=1.0$ )*

## **STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS**

*Nei casi a) e b) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di rispondere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto si assume  $q > 1.0$ .*

*Nel caso b) non deve essere presa in considerazione nelle zone dissipative l'azione composta, si devono quindi adottare misure specifiche atte a prevenire l'attivazione delle componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative.*

*Il progetto della struttura deve fare riferimento alle CNR 10016-98 (EC4) per le combinazioni non sismiche e le norme sismiche per le strutture in acciaio delle NTC 2008*

## **STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS**

*Nel caso c) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento non lineare del materiale, ma tenendo conto della riduzione di rigidezza nelle zone in cui l'azione flettente induce la fessurazione del calcestruzzo. ( $q=1.0$ )*

*Le regole di progettazione per le strutture con zone dissipative composte (caso a) sono orientate a garantire lo sviluppo di meccanismi di deformazione plastica locale efficaci e una risposta globale della struttura capace di dissipare la maggior quantità di energia.*

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Materiali

- Calcestruzzo di classe inferiore a C40 ( $f_{ck}=40$  MPa)
- Acciaio barre di armatura

$$\text{Alta duttilità} \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{su,k} > 8\% \\ \frac{f_{y,eff}}{f_{y,k}} < 1.25 \end{array} \right.$$

$$\text{Bassa duttilità} \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{su,k} > 5\% \\ \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1.08 \end{array} \right.$$

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Materiali

- *Acciaio strutturale (per le zone dissipative)*

$$\left\{ \begin{array}{l} A > 20\% \\ \frac{f_{tk}}{f_{yk}} \geq 1.20 \end{array} \right.$$

Acciaio	$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,m}}{f_y}$
Fe360	1.20
Fe430	1.15
Fe510	1.10

$$\frac{f_{y,eff}}{f_{y,k}} \leq 1.15 \gamma_{ov}$$

- *I collegamenti devono prevedere bulloni di classe 8.8, 10.9*

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Tipologie strutturali

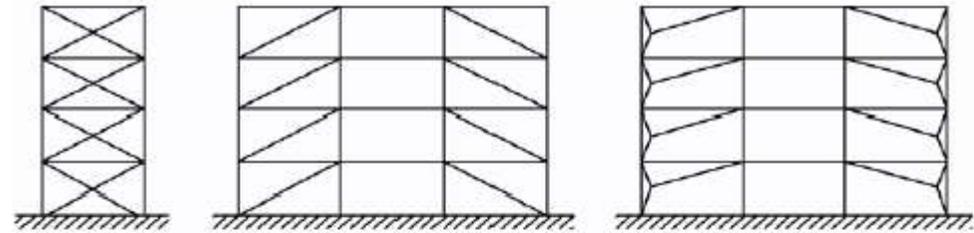
a) *Strutture intelaiate con travi o colonne composte*

b) *Strutture con controventi concentrici*

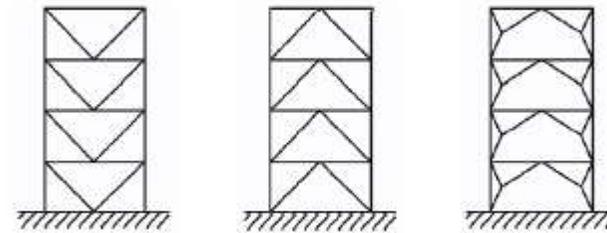
*controventi a diagonale tesa attiva*

*controventi a V*

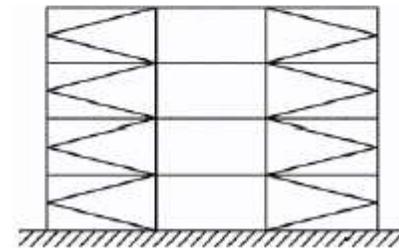
*controventi a K*



Controventi concentrici a diagonale tesa attiva



Controventi concentrici a V

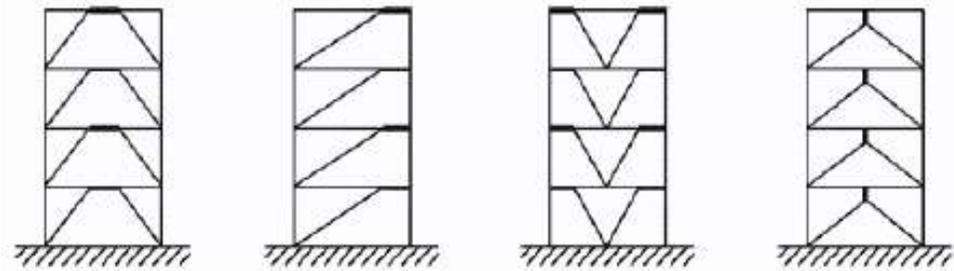


Controventi concentrici a K

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Tipologie strutturali

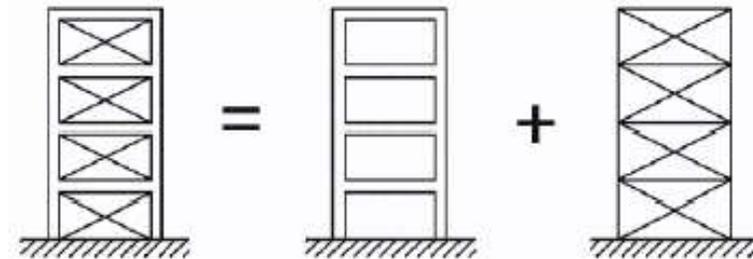
c) *Strutture con controventi eccentrici. I link dissipativi devono essere realizzati in acciaio e la dissipazione deve essere garantita per plasticizzazione a taglio*



Controventi eccentrici

d) *Strutture a pendolo inverso*

e) *Strutture intelaiate controventate*



Strutture intelaiate controventate

f) *Strutture con pareti e nuclei in c.a. (ci si riferisce alle norme per le strutture in c.a.)*

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Fattori di struttura

$$q = q_0 k_D k_R$$

nella quale:  $q_0$  dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità);  
 $k_D$  è un fattore che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle zone dissipative;  
 $k_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Il fattore  $k_R$  vale:

Edifici regolari in altezza (punto 4.3)

$k_R = 1.0$

Edifici non regolari in altezza (punto 4.3)

$k_R = 0.8$

	CD «A»	CD «B»
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_v/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Fattori di struttura

$$q = q_o k_D k_R$$

	CD «A»	CD «B»
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_v/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_v/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

Per le strutture regolari in pianta possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_v/\alpha_1$ :

- edifici a un piano  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,1$
- edifici a telaio a più piani, con una sola campata  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,2$
- edifici a telaio con più piani e più campate  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,3$
- edifici con controventi eccentrici a più piani  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,2$
- edifici con strutture a mensola o a pendolo inverso  $\alpha_v/\alpha_1 = 1,0$

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

*La capacità dissipativa può essere attribuita*

- *Elemento trave composta*
- *Collegamento composto*

*Se a dissipare energia è la trave*

*I collegamenti devono rimanere elastici e dotati di un'adeguata sovraresistenza*

$$R_d \geq 1.2 s R_y \quad s = f_{tb}/f_y$$

*Se a dissipare energia è il collegamento*

*La trave deve essere dotata di un'opportuna sovraresistenza nella zona critica nodale in modo che non intervenga nel meccanismo dissipativo*

*In ogni caso nella progettazione bisogna preservare il cls e far in modo che la plasticizzazione avvenga nell'acciaio (strutt. e armatura)*

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Regole per i telai

- *Le cerniere plastiche si devono formare nelle travi piuttosto che nelle colonne*
- *Alle travi composte si deve conferire un adeguato livello di duttilità*
- *I profili metallici di travi o colonne devono essere compatti*

Valore di base $q_0$ del fattore di comportamento	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita in calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali $c/t_f$	$14 \varepsilon$	$9 \varepsilon$
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: $h/t$ limite	$38 \varepsilon$	$24 \varepsilon$
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: $d/t$ limite	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

Essendo:

$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

$c/t_f$  : il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

$d/t$  ed  $h/t$  : i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.

# STRUTTURE MISTE ACCIAIO-CLS

## Regole per i telai

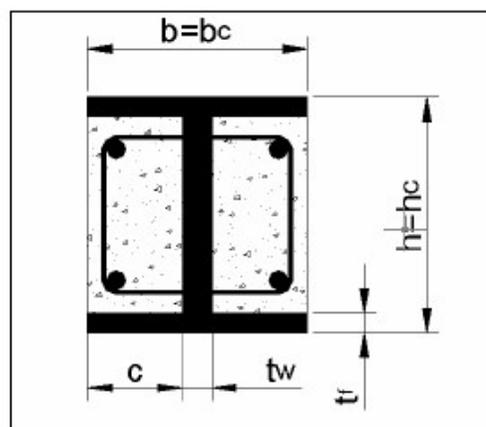
Valore di base $q_0$ del fattore di comportamento	$1,5 \div 2 \leq q_0 \leq 4$	$q_0 > 4$
Sezione ad H o I parzialmente o totalmente rivestita in calcestruzzo: limiti per le sporgenze delle ali $c/t_f$	$14 \varepsilon$	$9 \varepsilon$
Sezione rettangolare cava riempita di calcestruzzo: $h/t$ limite	$38 \varepsilon$	$24 \varepsilon$
Sezione circolare cava riempita di calcestruzzo: $d/t$ limite	$85 \varepsilon^2$	$80 \varepsilon^2$

Essendo:

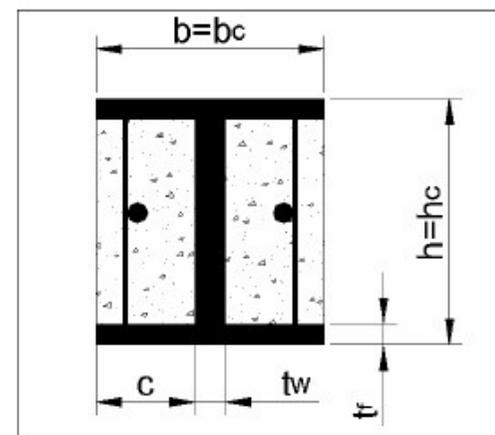
$$\varepsilon = (235/f_{yk})^{0,5}$$

$c/t_f$  : il rapporto tra la larghezza e lo spessore della parte in aggetto dell'ala definita nella Fig. 7.6.1

$d/t$  ed  $h/t$  : i rapporti tra massima dimensione esterna e spessore.



a) Staffe saldate all'anima

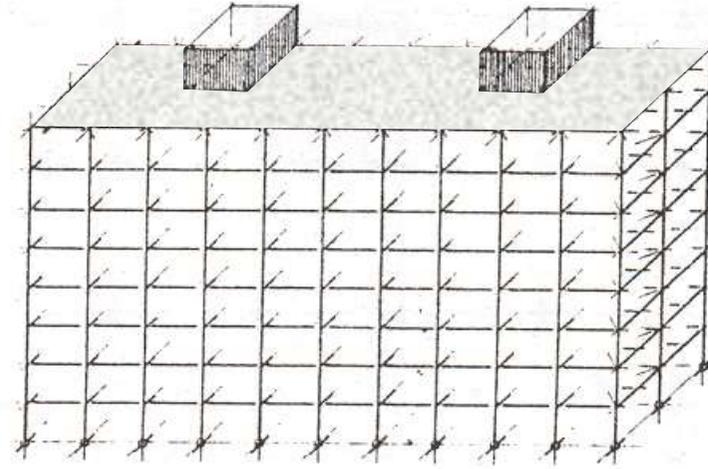
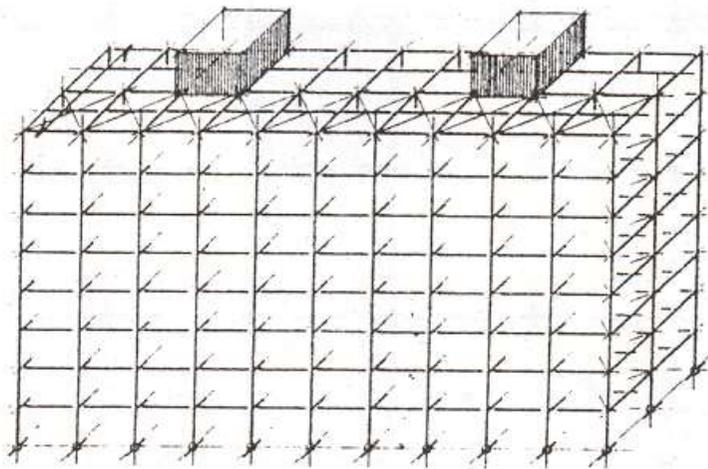


b) Barre dritte saldate alle flange

## EDIFICI IN ACCIAIO CON NUCLEI IN CLS

*Si affida l'azione orizzontale interamente ai nuclei in calcestruzzo, per cui si opera come per le strutture in calcestruzzo armato a nuclei.*

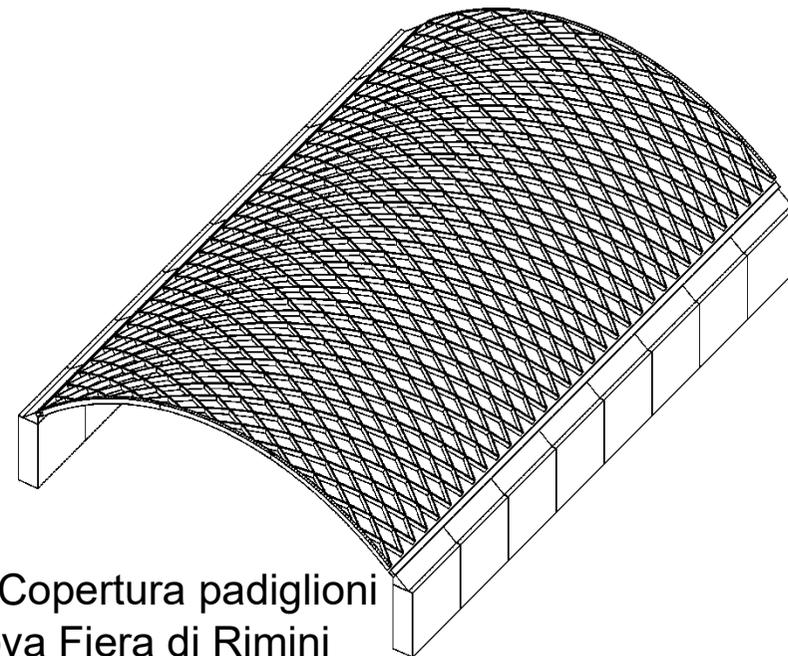
*I solai di piano devono essere adeguatamente irrigiditi nel loro piano, con controventi concentrici o con soletta in cls.*



## EDIFICI IN CLS CON SOLAI IN LEGNO

*Riguardano generalmente edifici monopiano adibiti ad uso sportivo, ricreativo, espositivo, culto, ecc.*

*Le strutture di fondazione e le pareti sono realizzate in calcestruzzo, mentre il solaio di copertura è normalmente realizzato in legno lamellare.*



Es. Copertura padiglioni  
Nuova Fiera di Rimini

## **STRUTTURE IBRIDE CLS-ACCIAIO**

*Strutture costituite da uno o più piani in calcestruzzo sormontati da altri piani in acciaio si possono verificare con maggiore frequenza rispetto alle altre strutture ibride.*

*Queste strutture non hanno limitazioni di altezza trattandosi dell'assemblaggio di tipologie strutturali senza limitazioni di altezza.*

*E' comunque sempre necessario eseguire un'analisi dinamica per tener conto della non regolarità in altezza.*

## **STRUTTURE IBRIDE MURATURA-CLS**

*Queste strutture riguardano prevalentemente interventi di ampliamento e sopraelevazione di edifici esistenti.*

*La struttura finale deve rispettare comunque le limitazioni di altezza stabilite per gli edifici in muratura (7.5 m, 11 m, 16 m)*

*E' in genere richiesta un'analisi dinamica modale.*

*E' auspicabile evitare di realizzare sopraelevazioni di edifici in muratura con materiali diversi dalla muratura, e anche in questo caso è necessario verificare adeguatamente lo stato delle strutture sottostanti e prevedere un buon ancoraggio fra nuova e vecchia struttura.*

# STRUTTURE IBRIDE MURATURA-ACCIAIO

*Si possono fare le stesse considerazioni fatte per le strutture ibride muratura-clc.*

*E' preferibile prevedere di inserire l'ossatura di acciaio attraverso i piani sottostanti fino a raggiungere le fondazioni.*