

APICE s.r.l.

**VERIFICA SISMICA DI EDIFICI  
ESISTENTI IN MURATURA**

Prof. Aurelio Gherzi

Sala Congressi DRPC - Catania – Mag.2016

**Parte 6:**

**LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA:  
VERIFICA PER I CARICHI VERTICALI  
E VERIFICA SISMICA**



Prof. Ing. Bruno Calderoni - Di.St. – Università di Napoli Federico II

# LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

## Quando si deve fare secondo le N.T.C. 2008:

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione;
- interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità.

## Serve a stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi;
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso);
- sia necessario procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

La valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qual volta si eseguano gli interventi strutturali di cui al punto 8.4, e dovrà determinare il livello di sicurezza prima e dopo l'intervento.

# LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA e GLI INTERVENTI STRUTTURALI

## Intervento di ADEGUAMENTO

- Si deve conseguire il livello di sicurezza previsto dalle norme
- La valutazione della sicurezza dovrà essere riferita all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento (Verifica sismica)

## Intervento di MIGLIORAMENTO

- Si deve aumentare il livello di sicurezza attuale
- La valutazione della sicurezza dovrà essere estesa a tutte le parti della struttura interessate da modifiche del comportamento, e alla struttura nel suo insieme (Valutazione di vulnerabilità sismica)

## Intervento di RIPARAZIONE o LOCALE

- Devono comunque comportare un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti
- La valutazione della sicurezza potrà essere estesa alle sole parti e/o elementi interessati dall'intervento (Verifiche locali)

# LA VERIFICA SISMICA DEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI

La verifica sismica è un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado di resistere alla combinazione sismica di progetto prevista dalle norme

Nella valutazione della sicurezza si terrà conto dell'esperienza, se disponibile, derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici

La valutazione richiede la verifica di due stati limite:

- stato limite di danno (SLD) (danni di limitata entità - DL)  
(non obbligatorio per strutture esistenti)
- stato limite di ultimo (SLV) (danni severi - DS)  
con riferimento a livelli diversi dell'azione sismica

Non è necessario effettuare la verifica per lo stato limite di collasso (SLC), che si ritiene automaticamente soddisfatta



La valutazione riguarda entrambi i comportamenti delle pareti, con riferimento alla direzione dell'azione sismica:

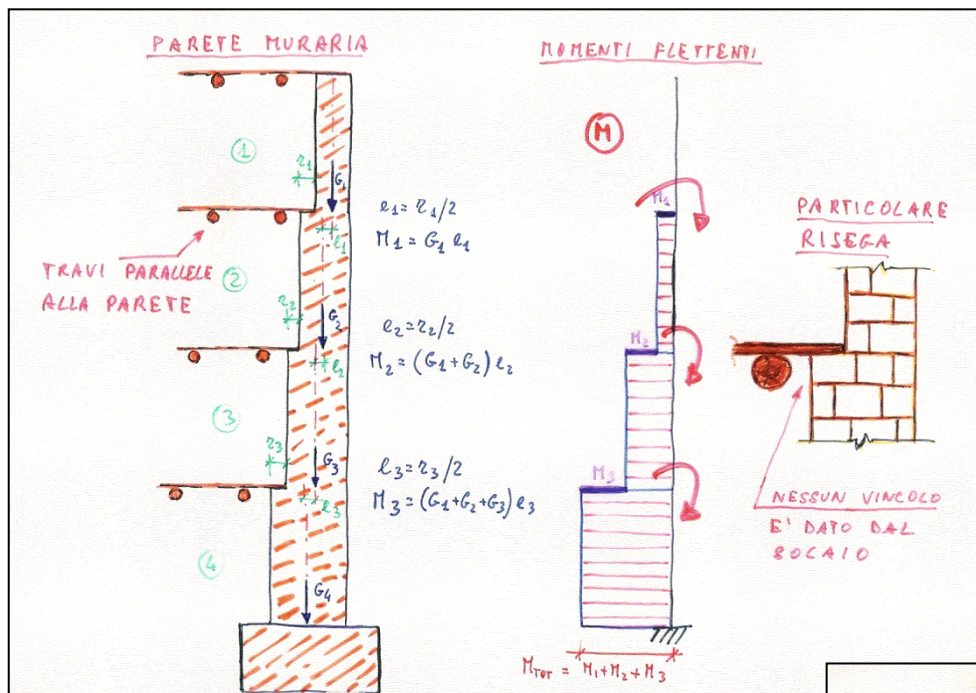
- nel proprio piano (pareti disposte di coltello)
- al di fuori del piano (pareti disposte di piatto)

Si devono effettuare:

- l'analisi sismica globale (verifica nel proprio piano)
- l'analisi dei possibili meccanismi locali (verifica al di fuori del piano)

L'edificio deve essere verificato anche per l'azione dei soli CARICHI VERTICALI (par.4.5.6 - ex D.M.87)

La verifica per i carichi verticali si riferisce al comportamento fuori dal piano



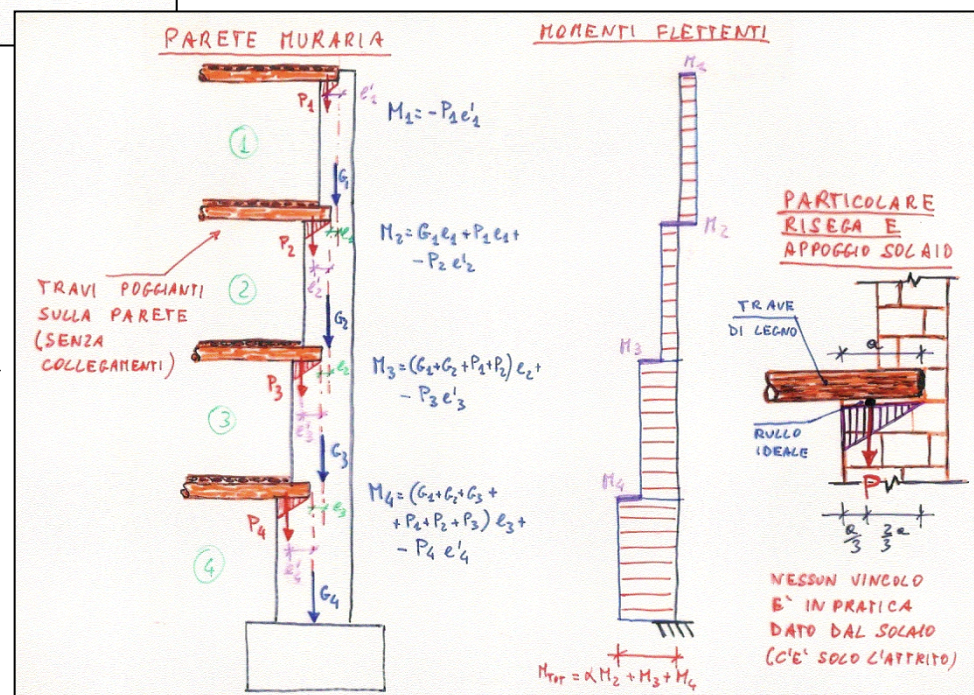
Le verifica delle  
pareti murarie per i  
carichi verticali

Le pareti degli edifici  
della 2<sup>a</sup> classe

Solai paralleli

Pareti portanti il solaio

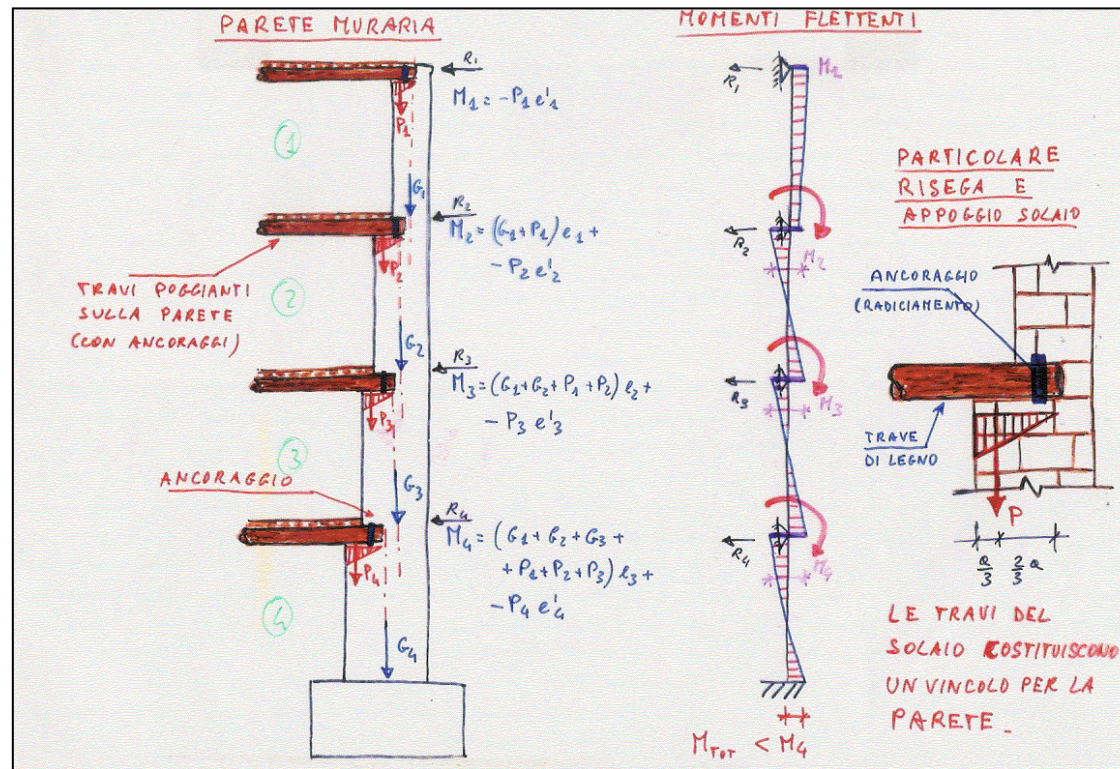
Lo schema è di mensola a  
tutt' altezza  
incastrata alla base





# Le verifiche delle pareti murarie per i carichi verticali

Le pareti degli edifici della 2ª classe con travi ancorate ai muri (o con catene) (2ª classe migliorata)

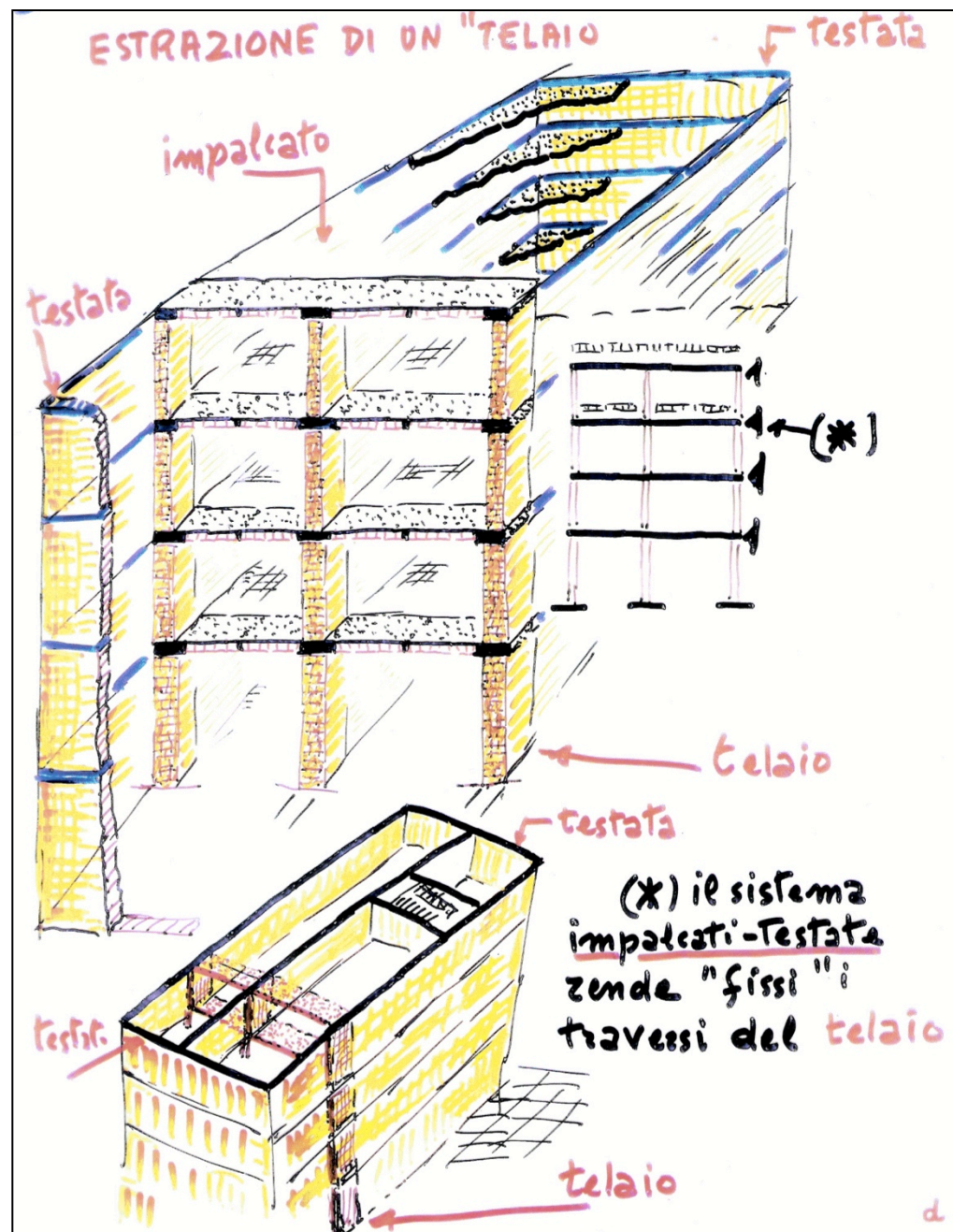


Lo schema è di trave continua incastrata alla base

La verifica delle  
pareti murarie per i  
**CARICHI  
VERTICALI**

**PRESSOFLESSIONE PER  
CARICHI LATERALI**  
(Resistenza e stabilità  
fuori dal piano)

Modello iperstatico per  
gli edifici della  
3<sup>a</sup> classe

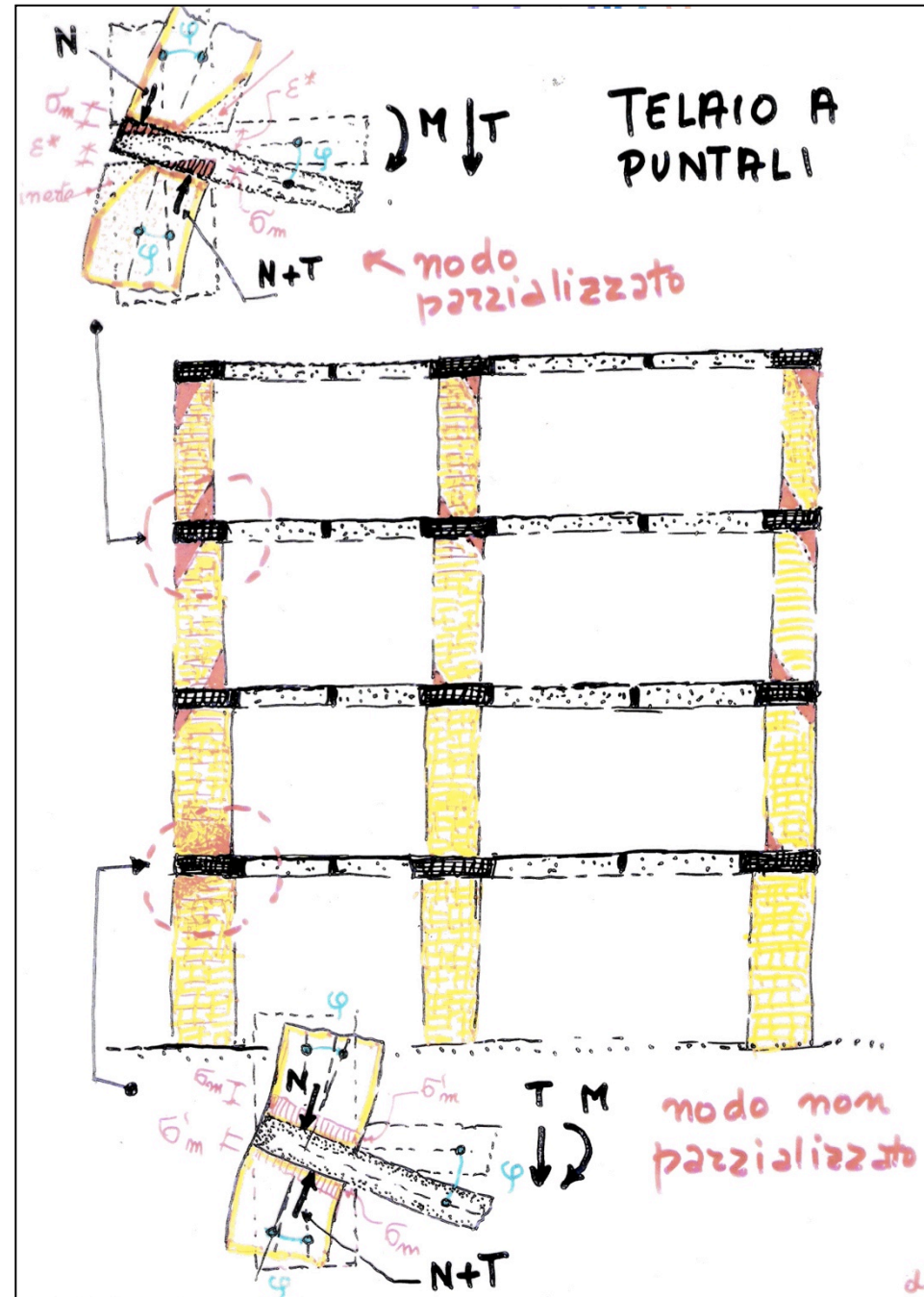




Le verifiche delle pareti murarie per i carichi verticali

Le pareti degli edifici della 3<sup>a</sup> classe formano un telaio trasversale con ritti a sezione variabile in funzione delle caratteristiche della sollecitazione

Il telaio è a nodi fissi  
I ritti sono i maschi murari  
I traversi sono i solai  
Lo schema è affetto da non linearità meccanica



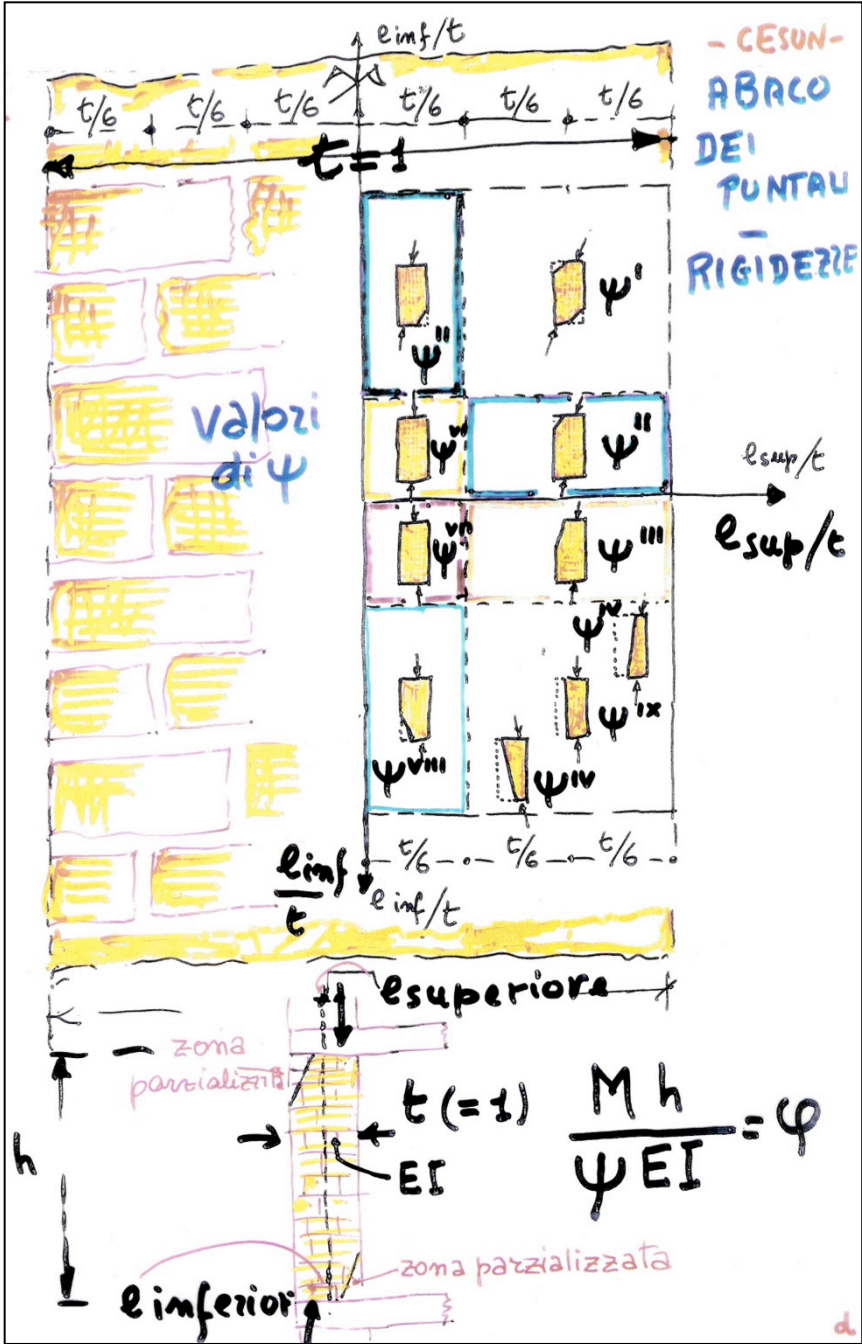
## Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Quadro delle possibili  
parzializzazioni agli estremi dei  
maschi murari

Le rigidezze dei maschi parzializzati nelle varie iterazioni si calcolano per mezzo dei coefficienti  $\psi$

$$\psi = F(e_{\text{sup}}, e_{\text{inf}})$$

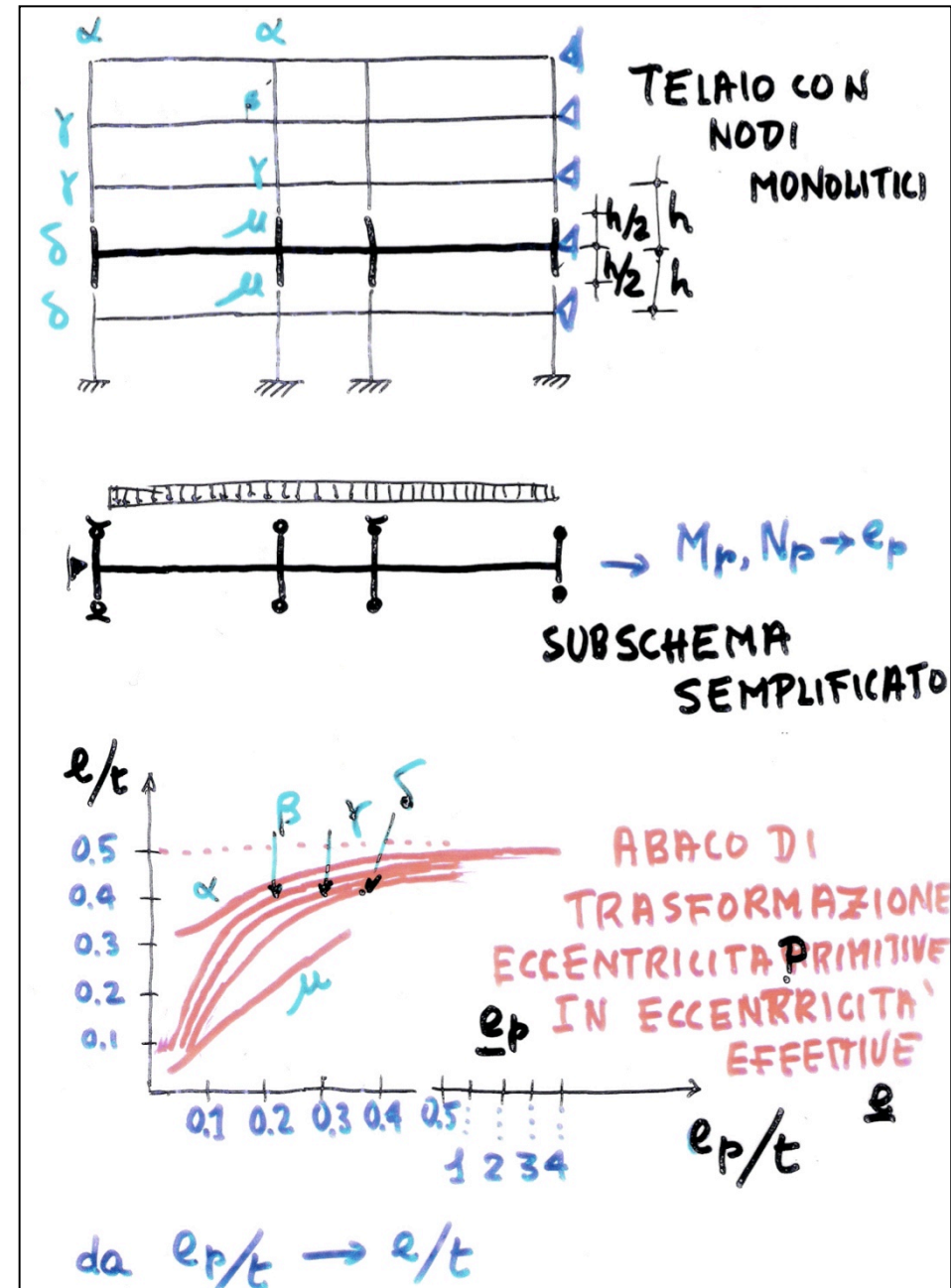
$$\psi = F(e_{\text{sup}}, e_{\text{inf}})$$



## Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

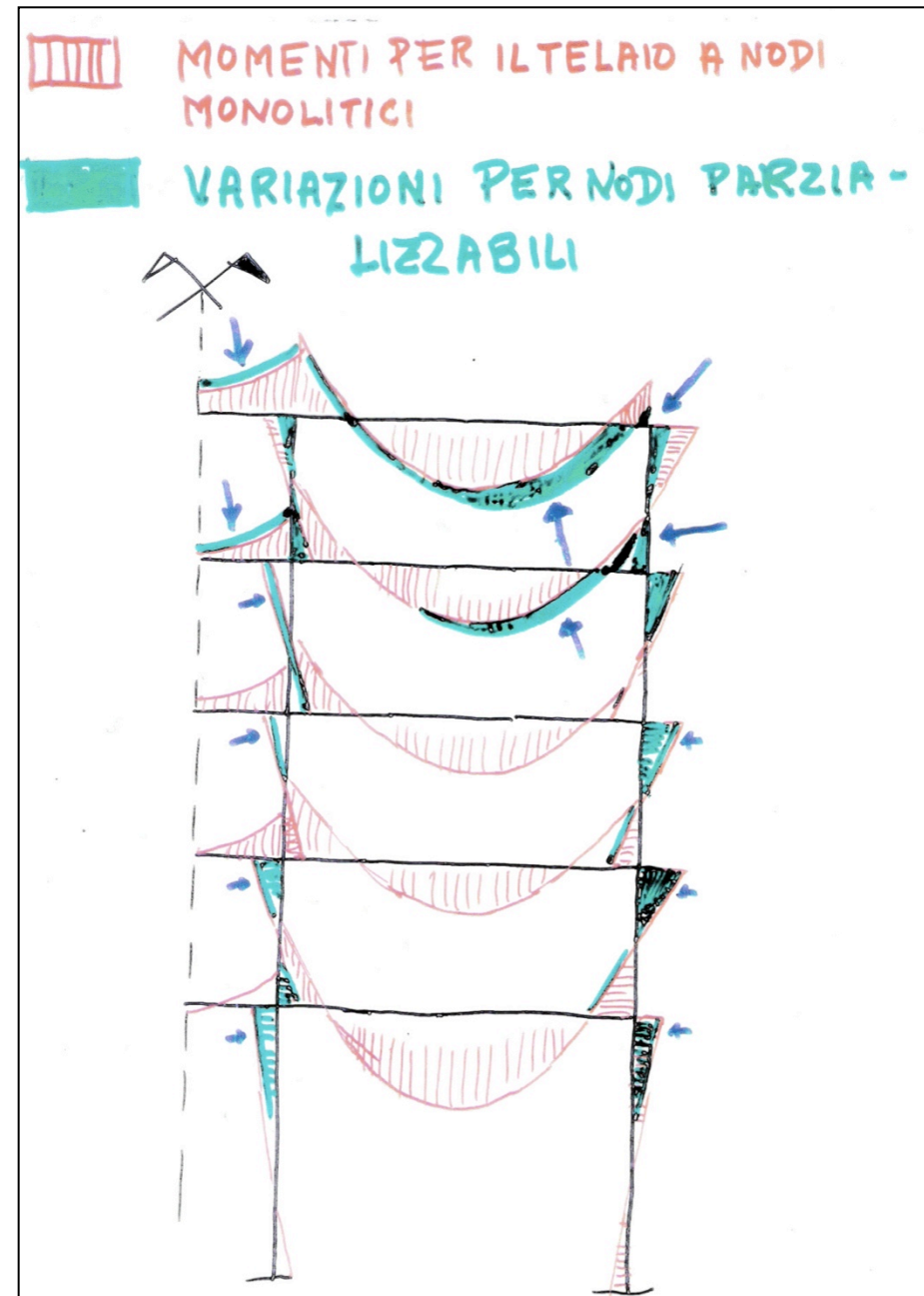
Soluzioni semplificate per i telai a ritzi parzializzabili

Partendo da schemi semplificati (trave continua) per ogni tipologia di nodo (laterale, centrale, ultimo piano, piano centrale, etc.) si forniscono le  $e_{\text{finali}}$  effettive in funzione delle  $e_{\text{iniziali}}$  primitive



Le verifica delle pareti  
murarie per i carichi  
verticali

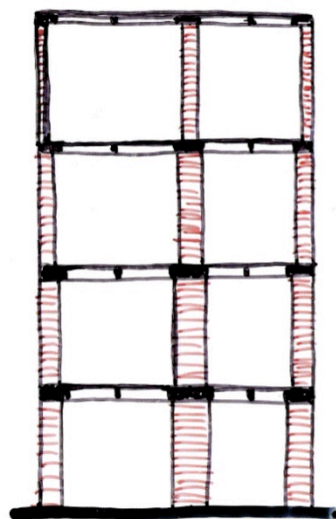
Effetti della parzializzazione  
sulle sollecitazioni flettenti  
del telaio



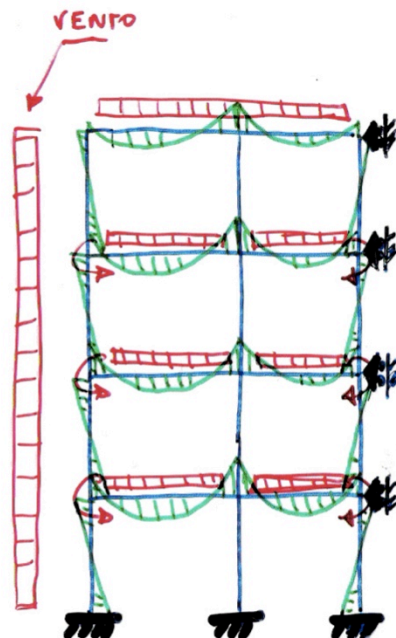


# La verifica per i carichi verticali - Schemi semplificati

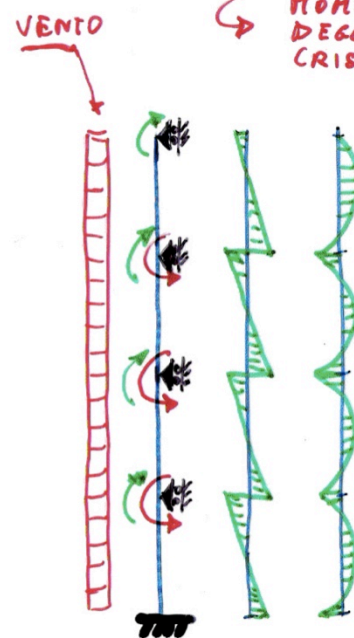
COMPORTAMENTO PER I CARICHI VERTICALI - SCHEMI SEMPLIFICATI



TELAIO  
MURARIO  
EFFETTIVO



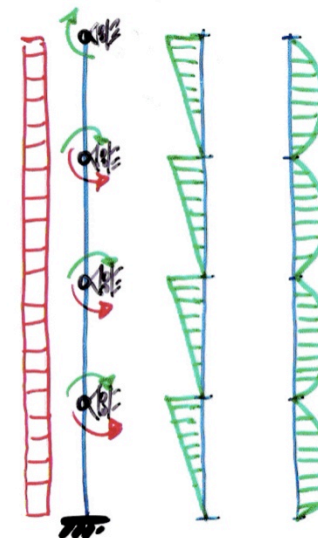
SCHEMA DI TELAIΟ  
A NODI FISSI  
CON RITTI PARZIA-  
LIZZABILI



SCHEMA DI  
TRAVE CONTINUA  
CON CONTINUITA'  
DEI RITTI  
(SENZA CONGRUENZA  
CON I SOLAI)

↪ MOMENTI TRASMESSI DAI SOLAI  
(ECCENTRICITA' DI CARICO)

↪ MOMENTI DOVUTI ALL'ECCENTRICITA'  
DEGLI SFORZI NORMALI  
(CRISERNE DELLE PARETI)



SCHEMA DI  
TRAVI SINGOLE  
APPOGGIATE  
SENZA CONTINUITA'  
DEI RITTI  
(PARZIALIZZAZIONE)

# La verifica per i carichi verticali - (par.4.5.6 - ex D.M.87)

## Le modalità di verifica

$$f_d = f_k / \gamma_m \text{ res. del materiale}$$
$$N_{rd} = \phi A f_d \text{ resist. del muro}$$

deve risultare:

$$N_d \leq N_{rd}$$



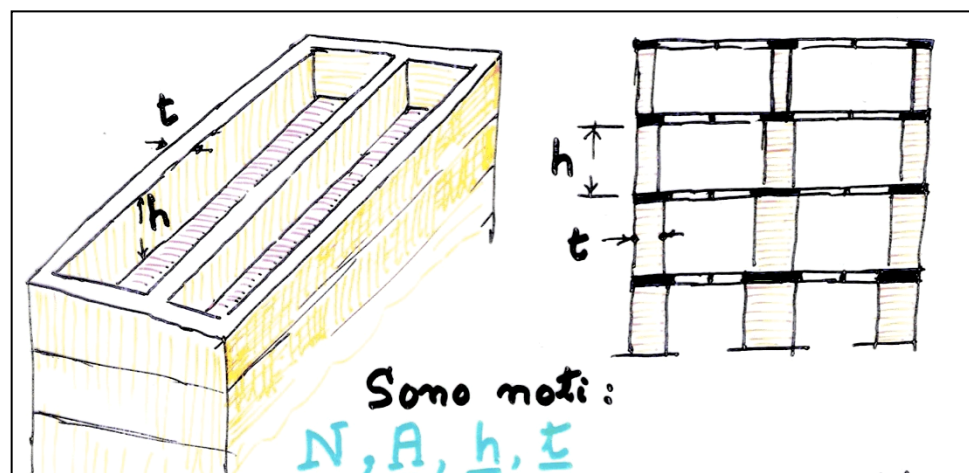
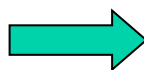
Stato limite ultimo

~~Tensioni ammissibili~~



coefficiente riduttivo

$$\phi = F(e, \lambda)$$



Inoltre  $\sigma_m = \frac{f_k}{5} = \frac{\text{resistenza caratteristica}}{\text{coeff. di sicurezza}}$

Deve verificarsi

$$\sigma = \frac{N}{A \phi} \leq \sigma_m$$

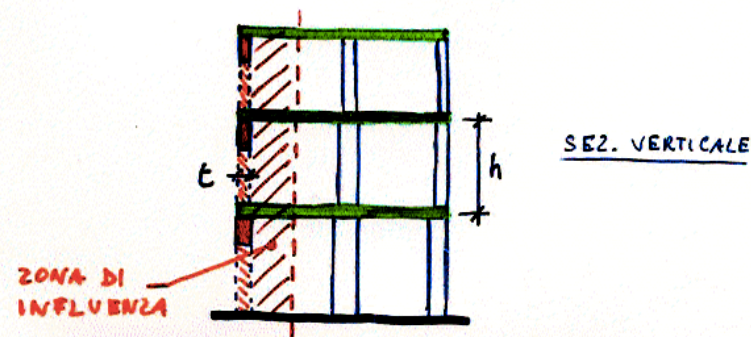
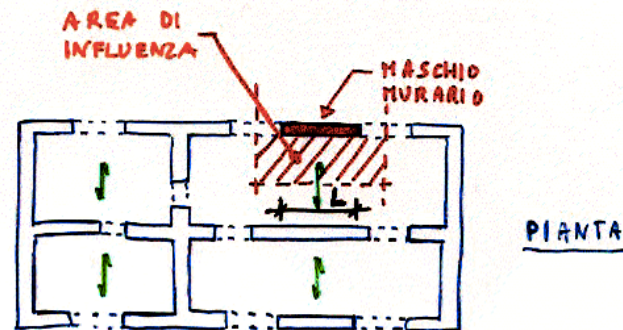
dove  $\phi < 1$  è funzione di:

- 1)  $e$  eccentricità di  $N$
- 2)  $\lambda$  snellezza del muro =  $\frac{\text{altezza libera}}{\text{spessore}} = \frac{p h}{t} \quad (p < 1)$

## DETERMINAZIONE DELLO SFORZO NORMALE

**N**

- LO SFORZO NORMALE **N** SI PUÒ CALCOLARE CON RIFERIMENTO ALLE COMBINAZIONI DI CARICO PREVISTE IN BASE ALLA AREA DI INFLUENZA DEL MASCHIO MURARIO



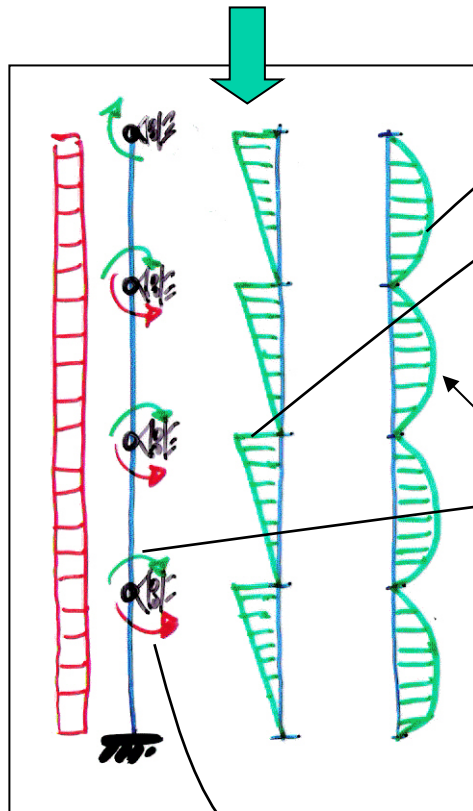
- N**
- E' DATO DAL
    - PESO PROPRIO DELLA MURATURA (DEL MASCHIO E DELLE PISCINE DI PIANO)
    - CARICO TRASMESSO DAI SOCCI
  - E' VALUTATO AL LIVELLO DI VERIFICA (ESTREMI E ZONA INTERMEDIA DEL MASCHIO)



# La verifica per i carichi verticali - (par.4.5.6-ex D.M.87)

## Valutazione dell'eccentricità

### Schema strutturale semplificato di riferimento



$$M_v = q_v \cdot h^2 / 8$$

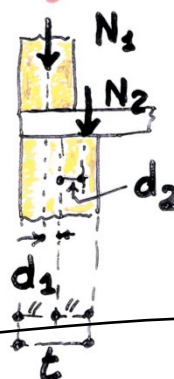
#### 1) ECCENTRICITA' $e$ di $N$

Il valore di  $e$  dipende da:

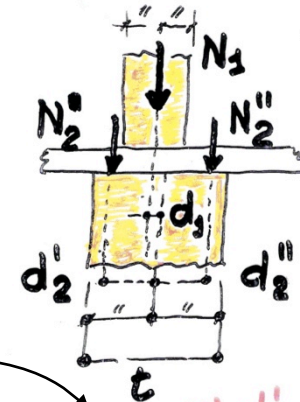
- 1) carichi verticali :  $e_s$  (agli estremi)
- 2) tolleranze :  $e_a = \frac{h}{200}$  (ovunque)
- 3) vento :  $e_v$  da calcolo (intermedio)

$$e_v = M_v / N_{tot}$$

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$



$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}$$



$$e_{s2} = \frac{N_2' d_2' + N_2'' d_2''}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_a < e = \max \begin{cases} e_1 = |e_s| + |e_a| \\ e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v| \end{cases} < \frac{t}{3}$$

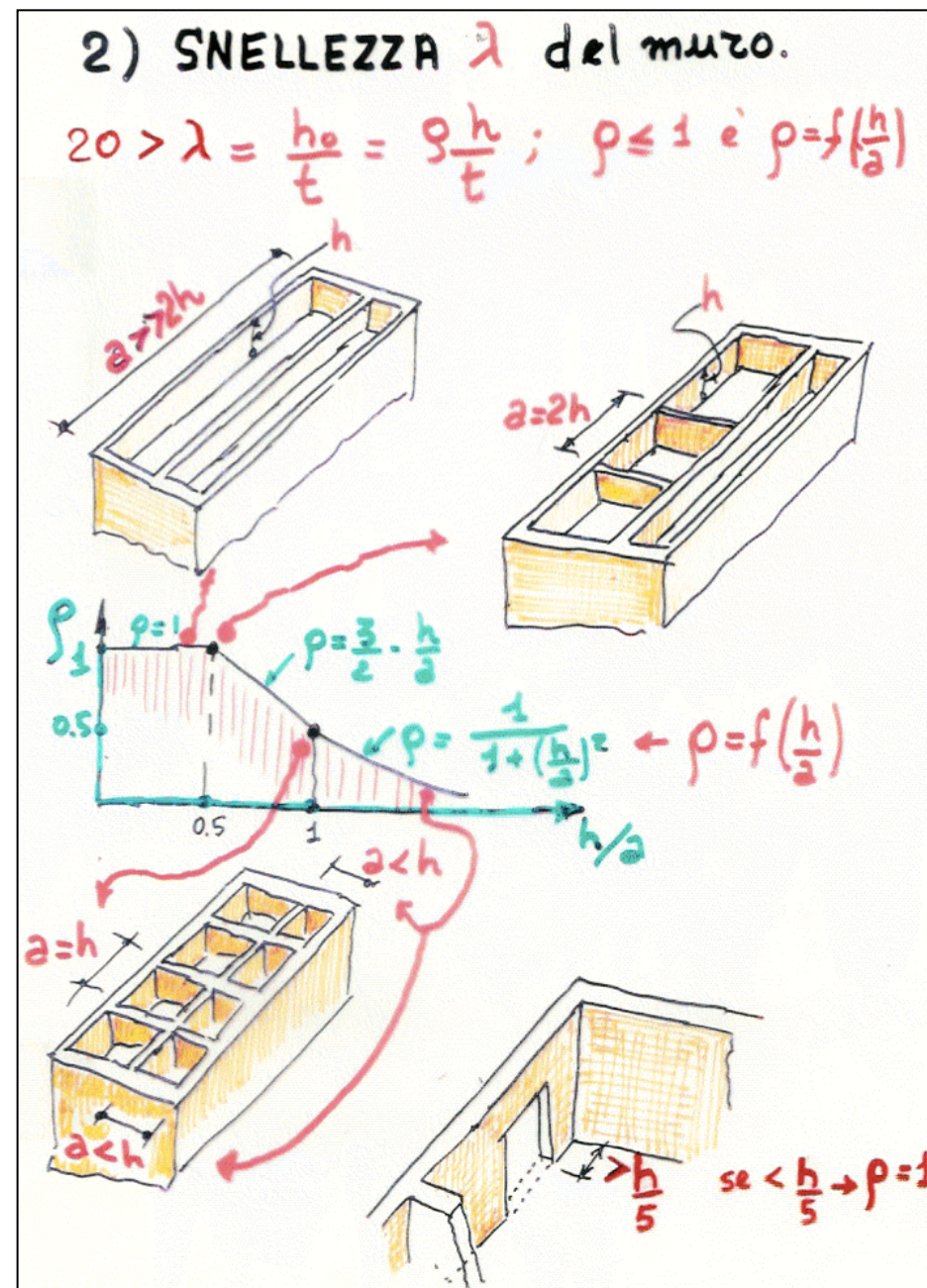
$N$  può uscire dal nocciolo di inerzia ( $t/6$ )

$$\frac{e}{t} \leq 0.33$$

La verifica per i carichi  
verticali  
(par.4.5.6 - ex D.M.87)

Valutazione della  
snellezza

Si tiene conto anche dei  
vincoli laterali costituiti  
dalle pareti ortogonali al  
muro (effetto piastra),  
se efficaci





## La verifica per i carichi verticali (par.4.5.6-ex D.M.87)

Valutazione del coefficiente riduttivo  $\phi$  della resistenza della sezione

Tiene conto di:

- parzializzazione della sezione
- instabilità del muro compresso al di fuori del proprio piano

Essendo stati determinati i valori di  $e$  (eccentricità) e di

$$\lambda \text{ (snellezza)} = \rho h/t$$

i valori del coefficiente riduttivo  $\phi$  sono forniti dalla tabella in funzione di  $6e/t$  e di  $\lambda = \rho h/t$

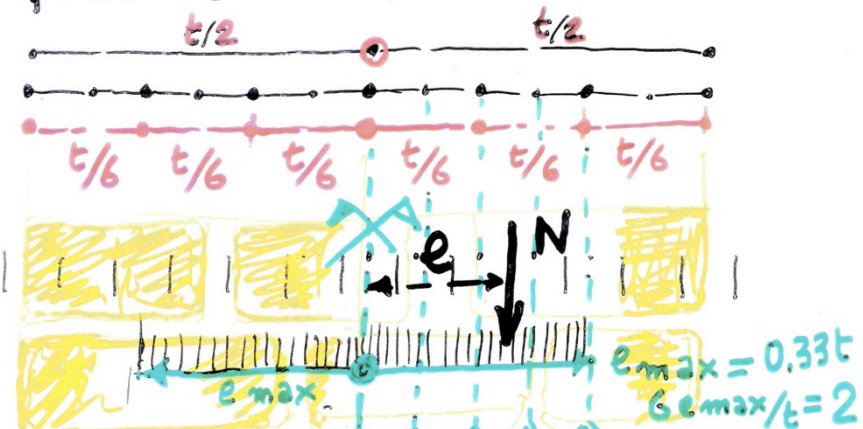
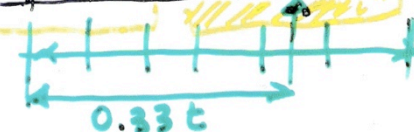


TABELLA dei valori di  $\phi_m$

$\sigma = \frac{N}{A\phi} < \bar{\sigma}_m$

$\lambda$	0	0.5	1.0	1.5	2.0	$6e/t$
0	1	.74	.59	.44	.33	x
5	.97	.71	.55	.39	.27	x
10	.86	.61	.45	.27	.15	x
15	.69	.48	.32	.17	x	x
20	.53	.36	.23	x	x	x

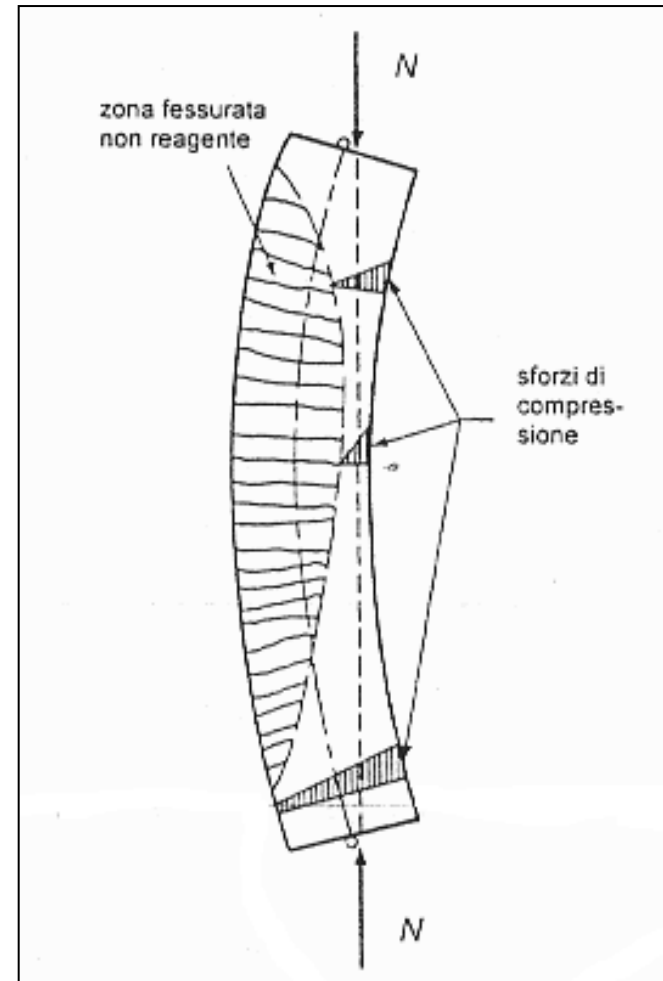


# Instabilità delle colonne compresse in muratura

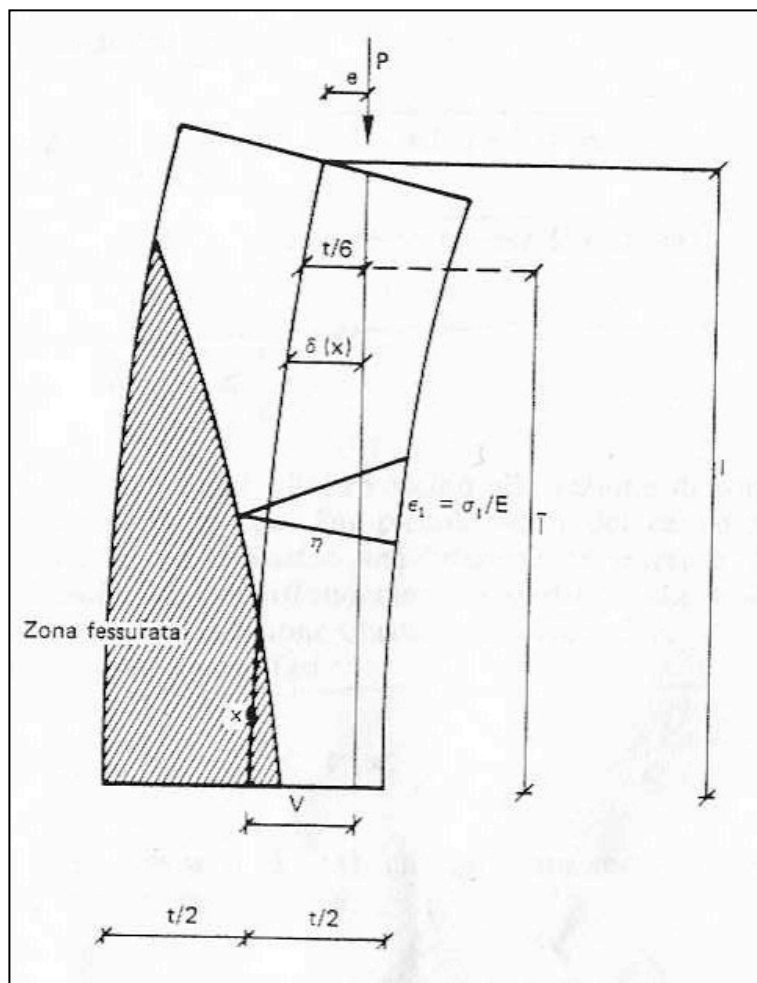
Sforzo normale eccentrico  
sulle basi

Materiale non resistente a  
trazione

Materiale con resistenza  
finita a compressione



## Modello base di riferimento



### Equazione differenziale della linea elastica:

- zona non parzializzata:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} + \frac{P\delta(x)}{EI} = 0$$

con  $I = b t^3 / 12$

- zona parzializzata:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{\epsilon_1}{\eta} \quad \leftarrow \text{curvatura}$$

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} + \frac{Pt^3}{54EI(t/2 - \delta)^2} = 0$$

con  $I = b t^3 / 12$



## Risoluzione delle equazioni differenziali della linea elastica

- condizioni ai limiti:

$$x = 0 \quad \frac{d\delta}{dx} = 0 \quad \delta = 0$$

$$x = 1 \quad \delta = e$$

$$x = \bar{1} \quad \frac{d\delta_1}{dx_1} = \frac{d\delta_2}{dx_2} \quad \delta_1 = \delta_2$$

- posizioni (adimensionalizzate):

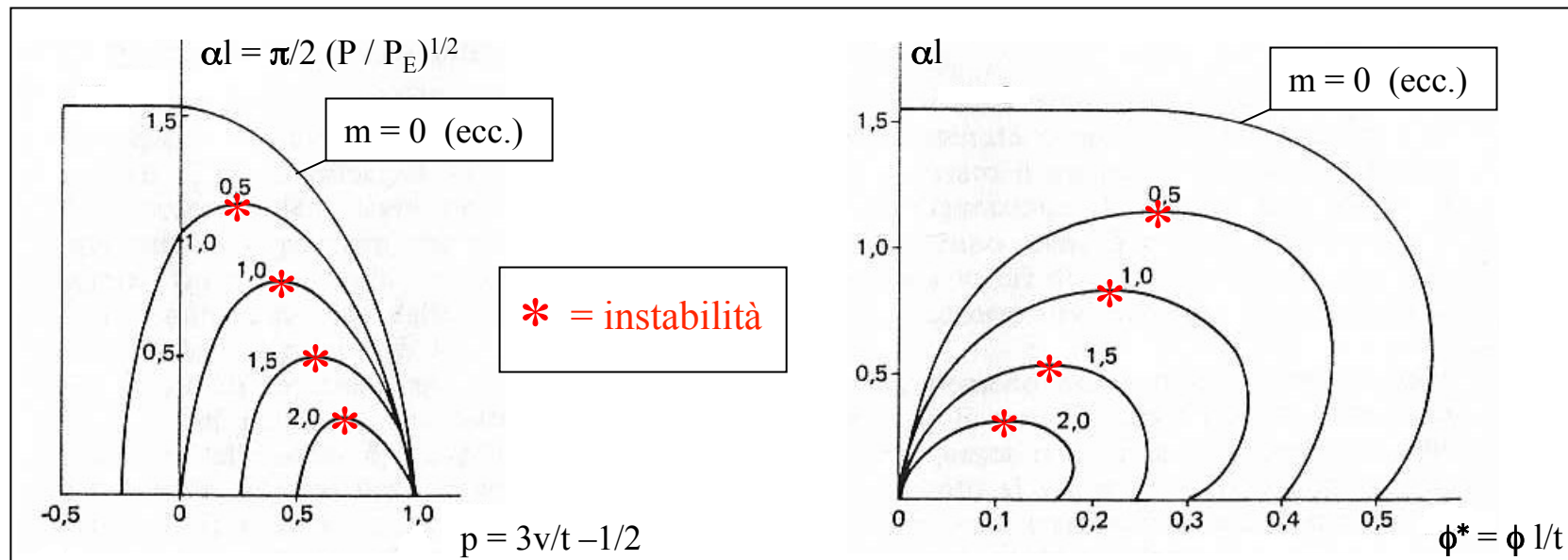
$$m = 6e/t \quad \text{eccentricità iniz.}$$

$$p = 3v/t - 1/2 \quad \text{spostamento max}$$

$$\phi^* = \phi l/t \quad \text{rotazione in testa}$$

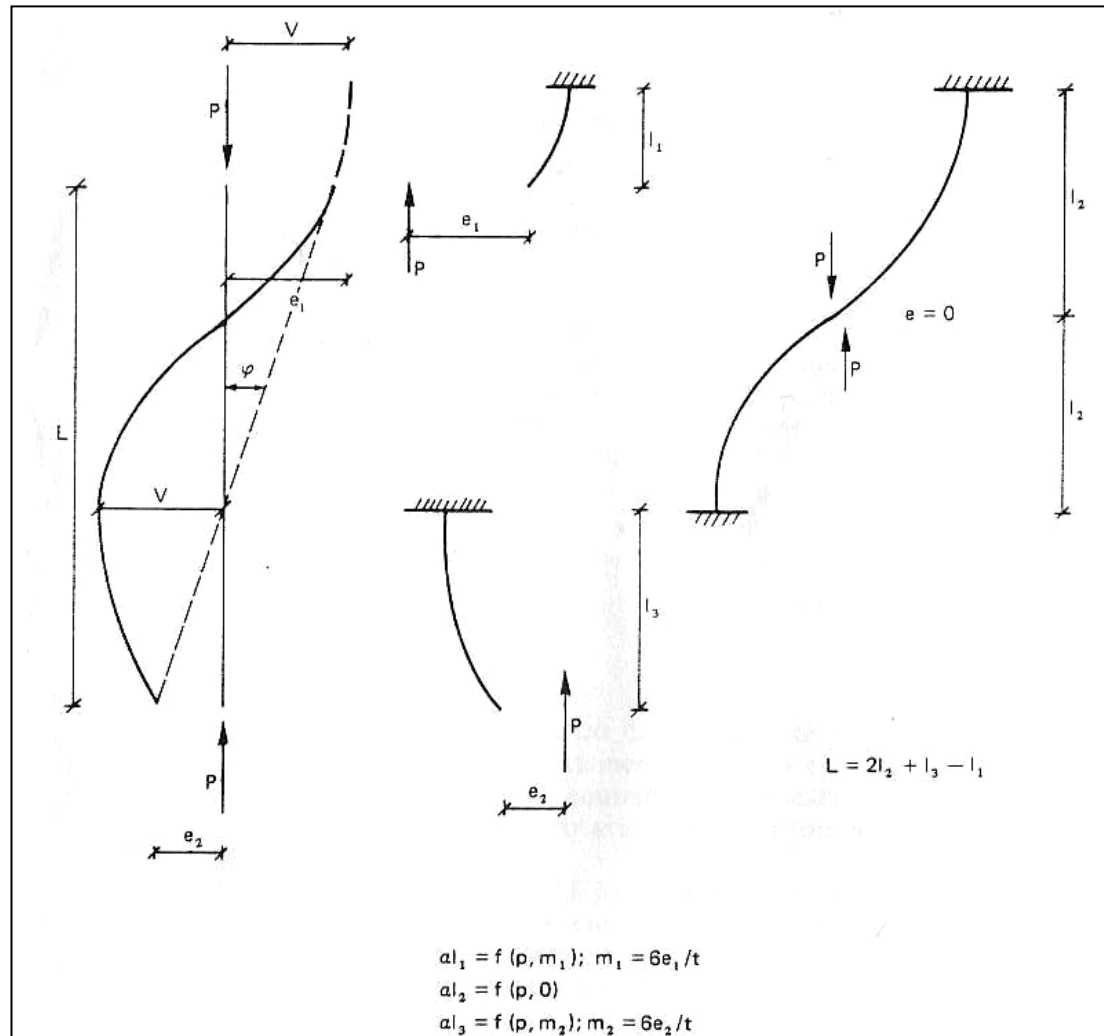
$$\alpha l = (P l^2 / EI)^{1/2} \quad \text{carico in testa}$$

$$\alpha l = (P l^2 / EI)^{1/2} = \pi/2 (P / P_E)^{1/2} \quad P_E = \pi^2 EI / (4 l^2) \quad \text{carico critico di Eulero}$$

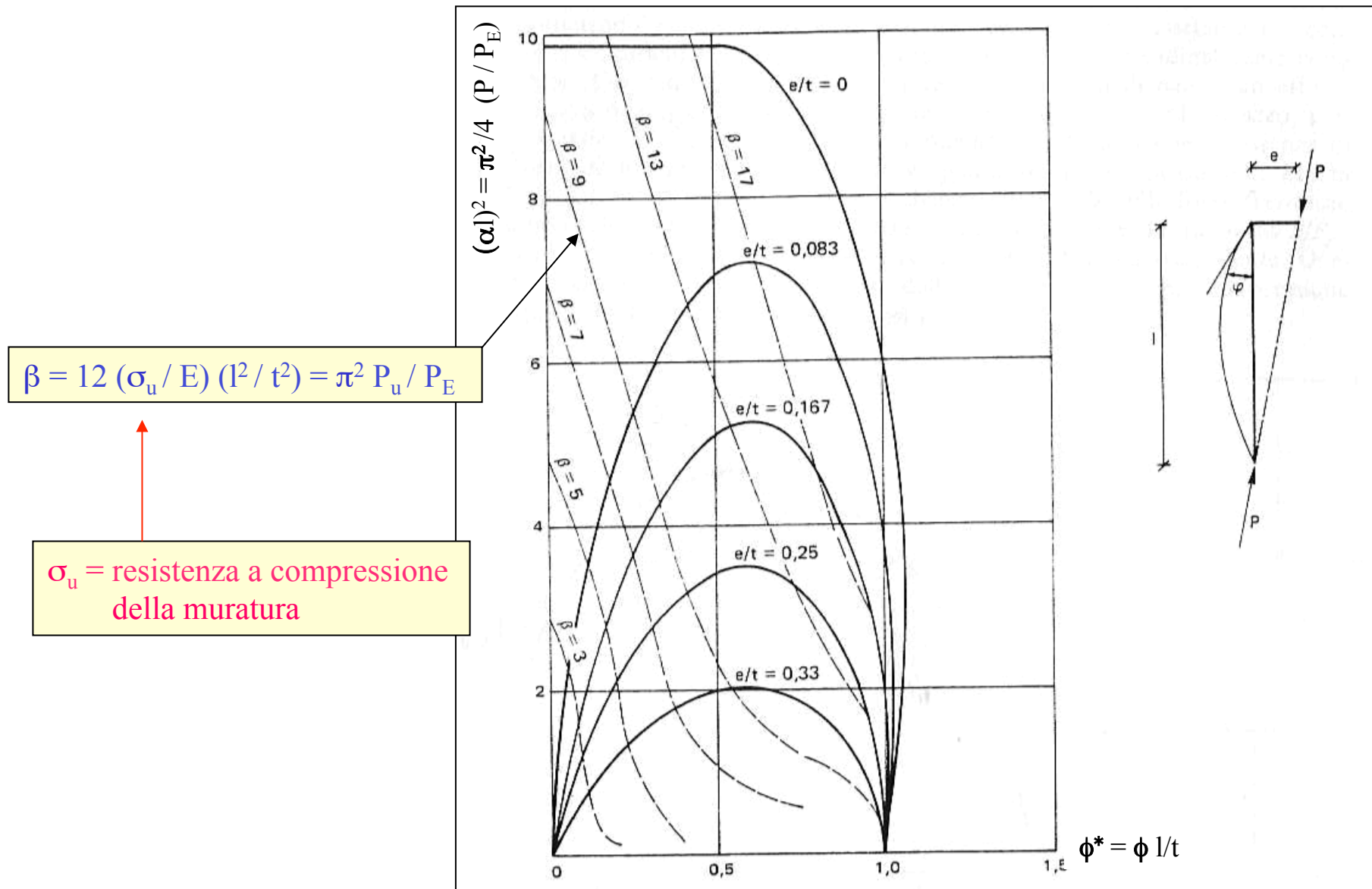


# Risoluzione per schemi diversi

## Combinazione delle soluzioni del caso di base



# Limitazioni delle curve per resistenza finita a compressione



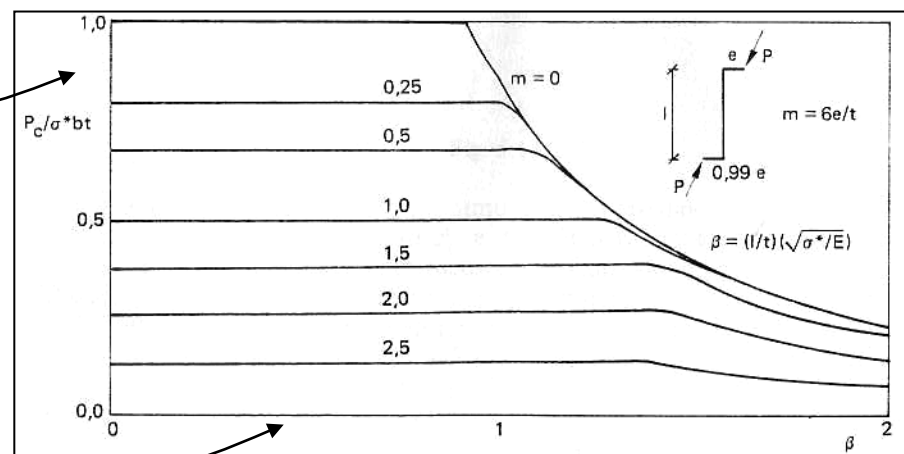
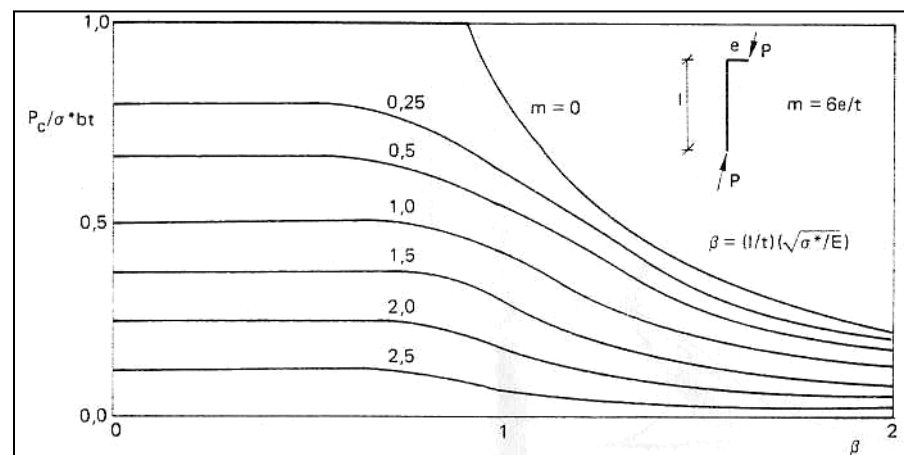
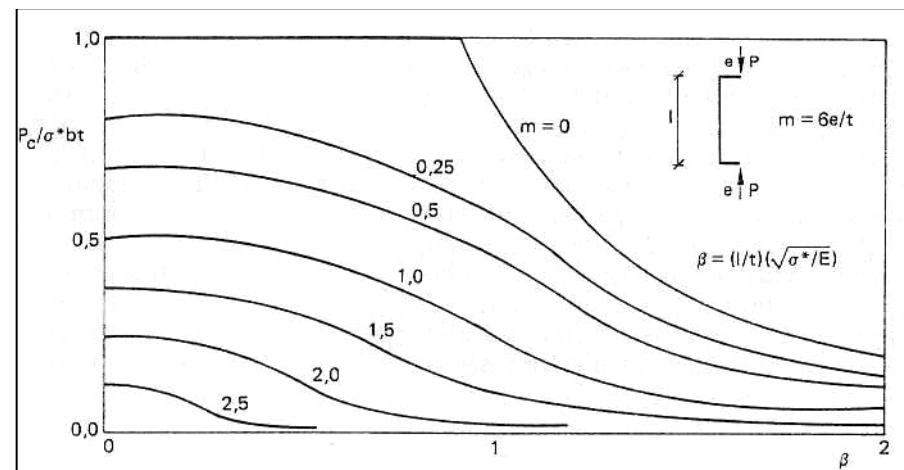
## Le curve di stabilità

Forniscono il carico di collasso dell'elemento murario in funzione della sua snellezza e dell'eccentricità sulle basi

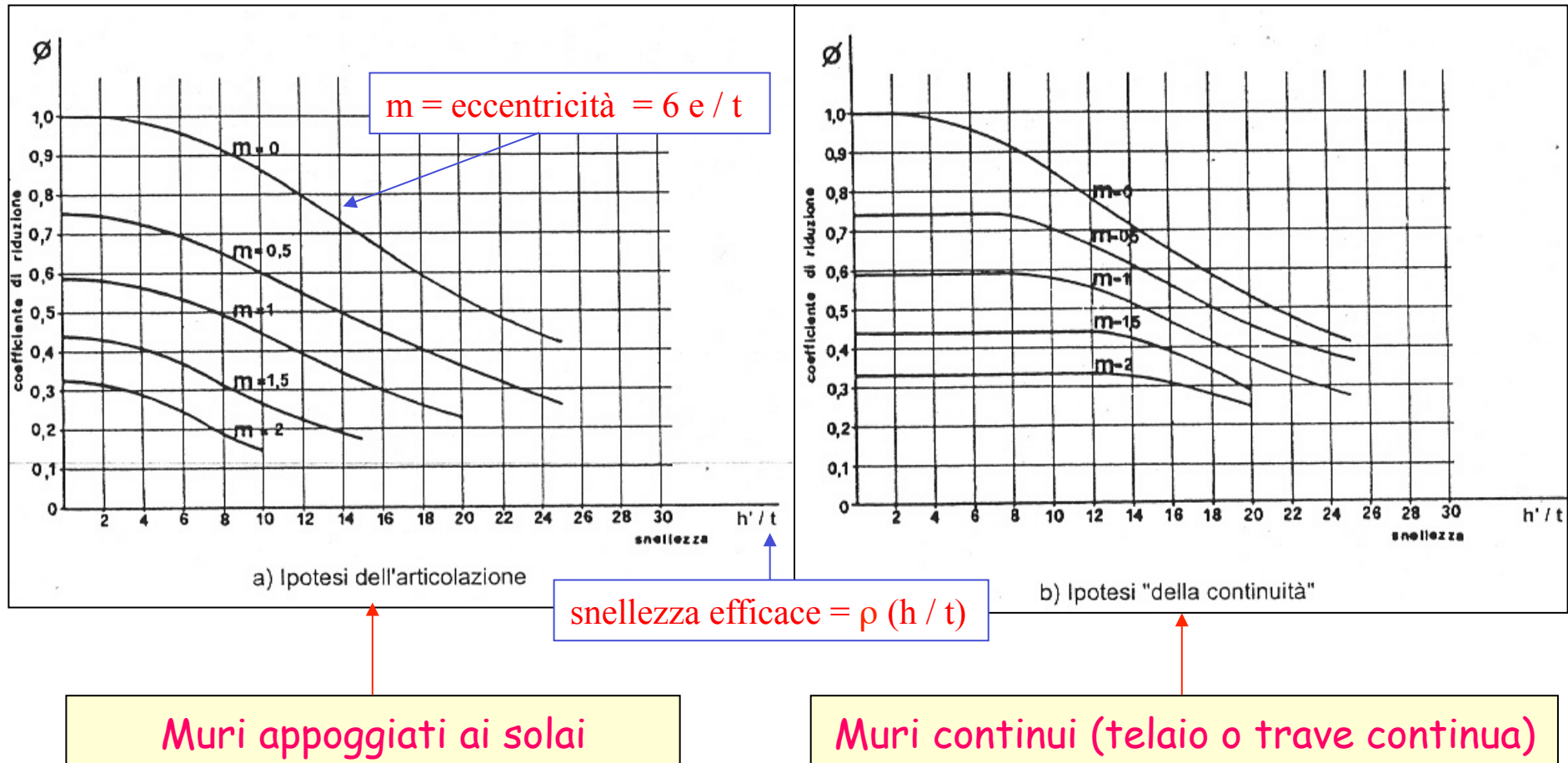
Tengono conto sia della rottura a compressione che per instabilità

$P_c$  = carico di collasso della muratura  
 $\sigma_u b t$  = carico ultimo a compressione

$\beta = (1/t) (\sigma_u / E)^{1/2} = \text{snellezza}$



# Il coefficiente $\phi$ riduttivo della resistenza - D.M.20/11/87



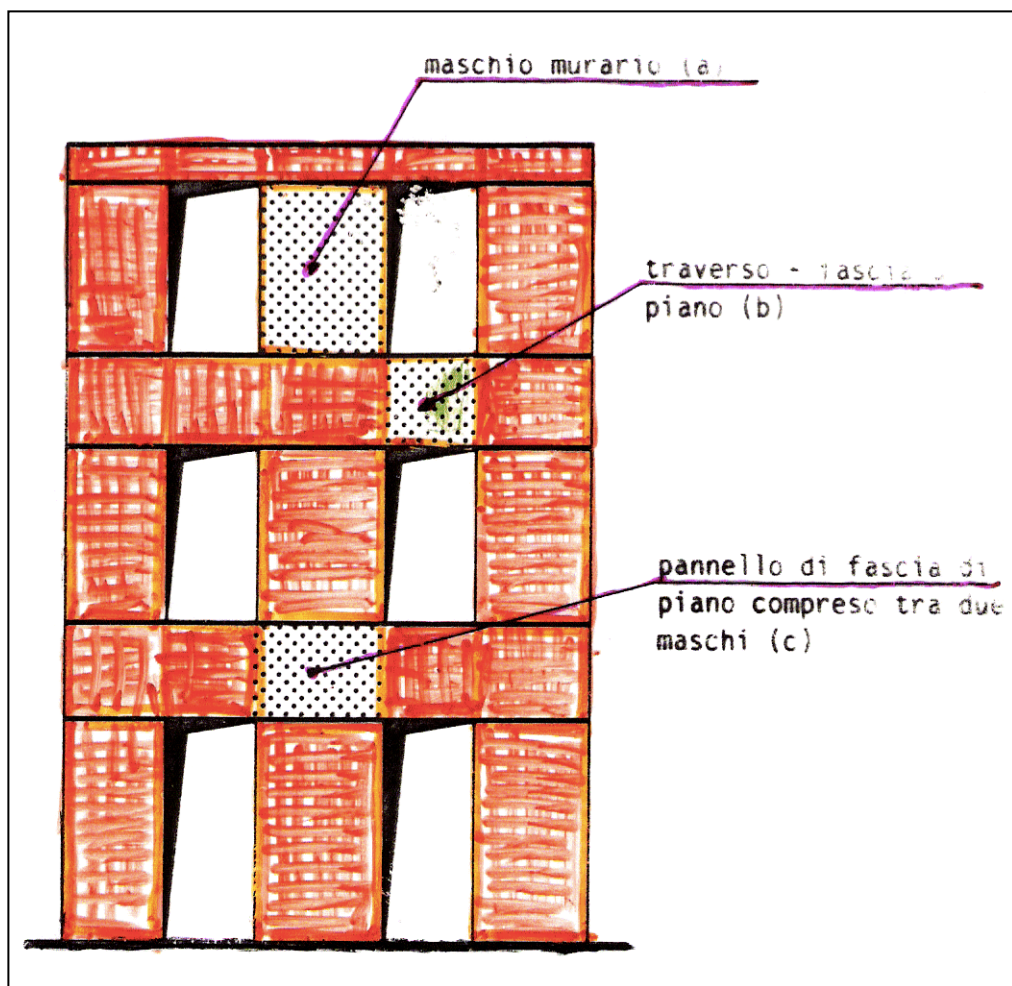
## La verifica delle pareti murarie per i **CARICHI VERTICALI** (edifici nuovi)

par. 4.5.6.2

### VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO:

- a) Presso flessione per carichi laterali (schemi locali per azioni fuori dal piano - carichi verticali e vento)
- b) Presso flessione nel piano del muro (~~schema globale per azioni nel piano~~ - carichi verticali e vento)
- c) Taglio nel piano del muro (~~schema globale per azioni nel piano~~ - carichi verticali e vento)

## LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARETE PER LA VERIFICA NEL PROPRIO PIANO

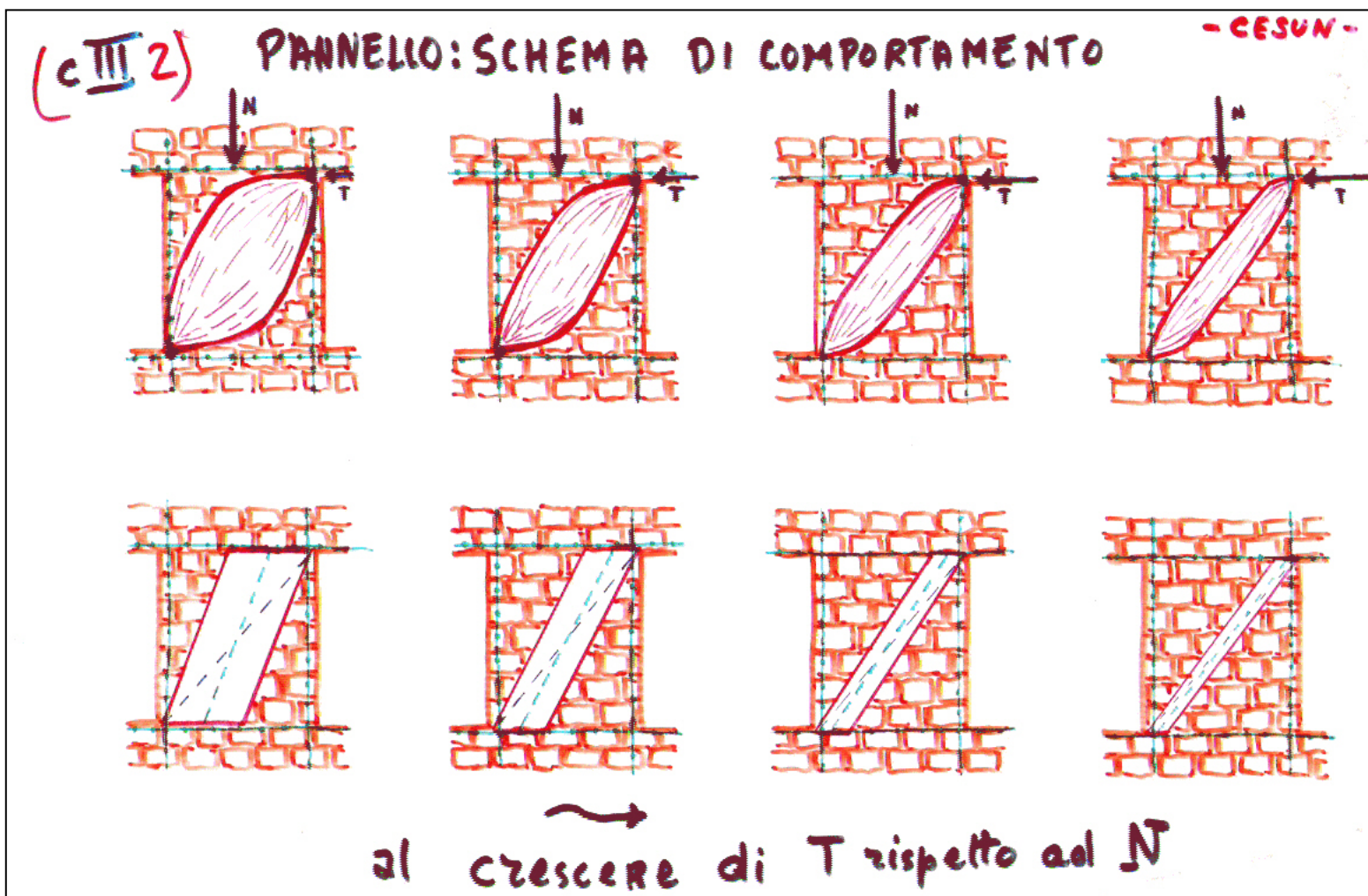


La parete muraria si può considerare costituita da un insieme di pannelli di materiale non resistente a trazione

Il calcolo dovrebbe essere non lineare per tener conto della parzializzazione della muratura



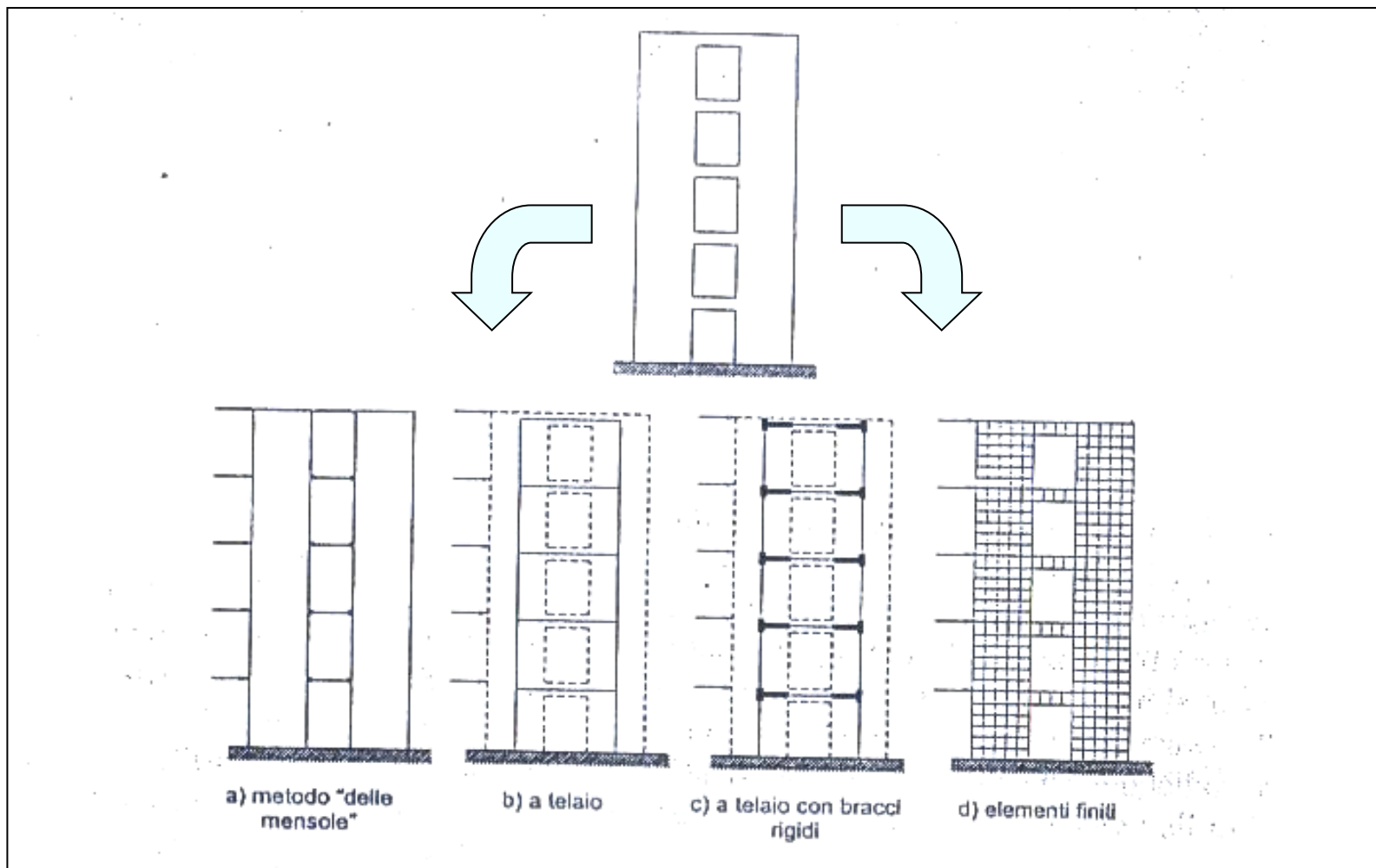
Il comportamento effettivo è spiccatamente non lineare

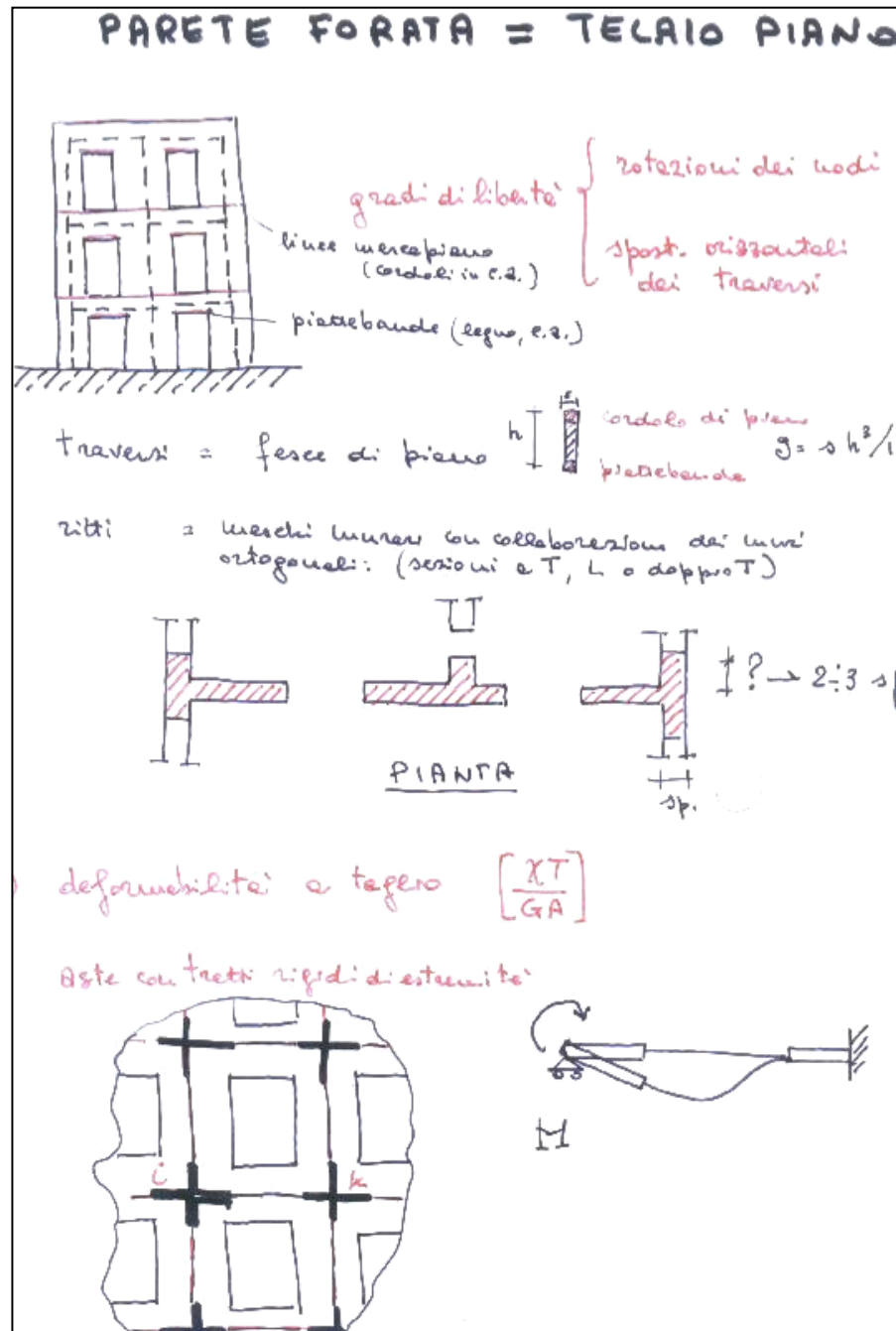




# I modelli strutturali approssimati per la valutazione della risposta della parete muraria sotto azioni orizzontali

Servono per la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione negli elementi murari





L'ordinanza 3274/3431 e le N.T.C 08 segnalano la modellazione a telaio delle pareti per l'analisi sismica

Si deve considerare sia la deformabilità flessionale che quella tagliante degli elementi murari

Il calcolo può essere lineare: non si deve tenere conto della parzializzazione delle sezioni

Si dovrebbero usare le rigidezze fessurate:  
Rig.fessurate =  $\frac{1}{2}$  Rig.non fess.

## Le fasce di piano - Travi di accoppiamento

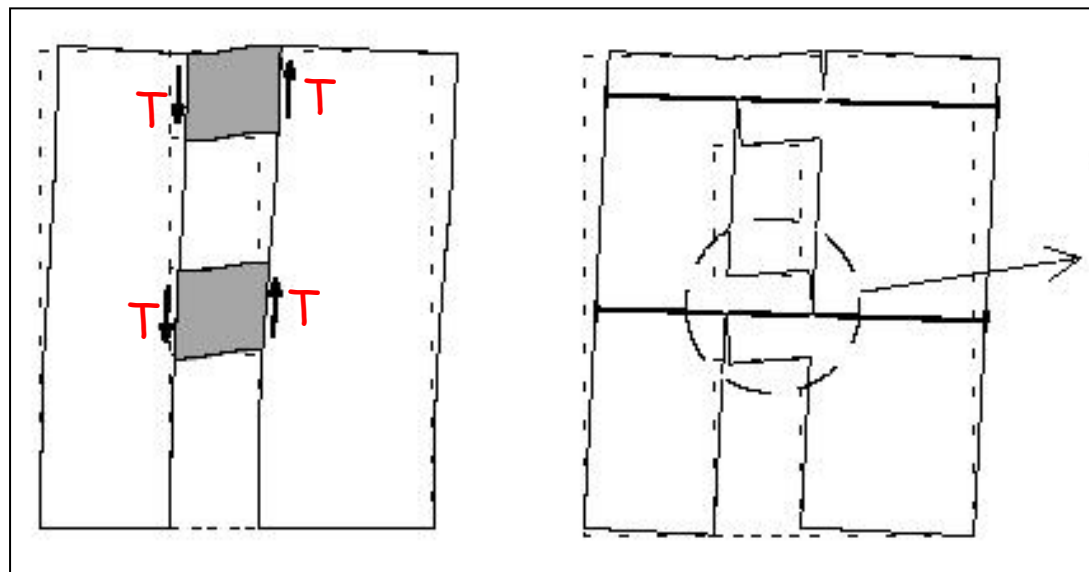
Le travi di accoppiamento in muratura si possono considerare solo se:

- siano efficacemente ammorsate alle pareti
- siano sorrette da architravi strutturalmente efficaci a flessione
- si possa instaurare un meccanismo resistente a puntone diagonale (presenza di catene o cordoli)

In caso di fasce di piano che non rispettino tali condizioni, lo schema da adottare è quello di mensole collegate ai vari piani ai soli fini traslazionali

Per gli edifici nuovi le condizioni devono essere necessariamente sempre rispettate

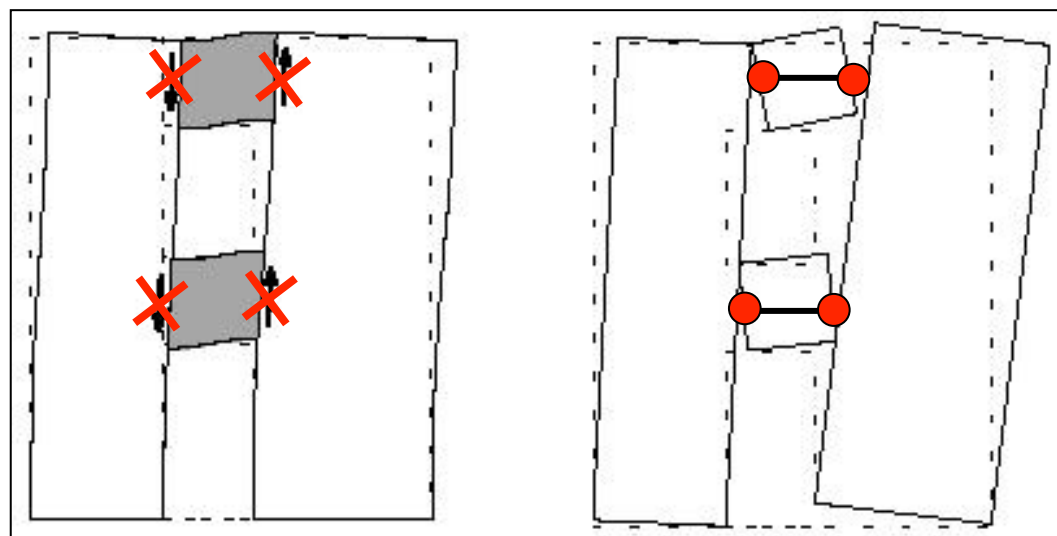
## La resistenza a taglio delle travi è essenziale nel comportamento della parete muraria



Travi in muratura  
resistenti a taglio

Maschi murari  
accoppiati.

Parete = telaio

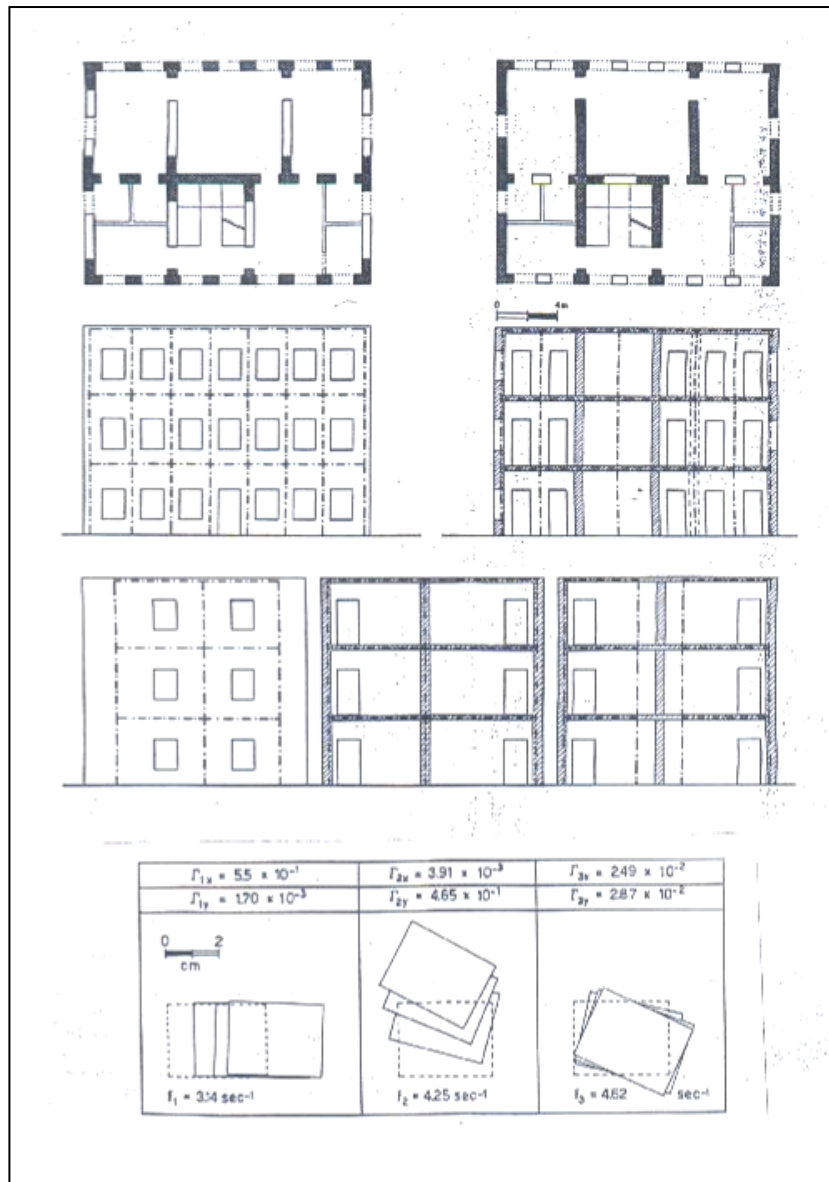


Travi in muratura non  
resistenti a taglio

Maschi murari non  
accoppiati.

Parete = insieme di  
mensole collegate

## L'estensione alle tre dimensioni



L'edificio in  
muratura ordinaria  
si configura come  
un telaio  
tridimensionale a  
piani rigidi

Si può evidenziare il  
comportamento  
spaziale  
caratterizzato anche  
da rotazioni  
dell'impalcato

**MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI**  
**Circolare 30 Luglio 1981 n. 21745**

**Legge 14 Maggio 1981, n. 219, Art. 10**  
**«Istruzioni relative alla normativa tecnica**  
**per la riparazione ed il rafforzamento**  
**degli edifici in muratura danneggiati dal**  
**sisma»**

**Pareti soggette ad azioni complanari**

Per la valutazione delle azioni sismiche complanari alle pareti si prenderà in esame l'edificio nella sua interezza, con i collegamenti operati dai solai in quanto efficaci, considerando la forza orizzontale di calcolo (presente a livello di ciascun solaio) applicata nel baricentro delle masse presenti.

La valutazione delle sollecitazioni indotte dalle forze orizzontali avverrà secondo diversi metodi di calcolo, in funzione delle modalità di collasso prevedibili per le pareti. Nel caso di pareti poco snelle e quindi funzionanti prevalentemente a taglio, quali possono generalmente considerarsi quelle di edifici di limitata altezza (2 o 3 piani) e con fasce di piano fra file di aperture contigue e sovrapposte molto rigide e di sufficiente resistenza, il collasso si realizza in genere con la rottura a taglio degli elementi murari verticali (maschi) (fig. 1 a) e la verifica può essere condotta con il procedimento esaurientemente illustrato in appendice.

Quando invece le ipotesi precedenti non sono soddisfatte o per la snellezza delle pareti, come avviene per edifici relativamente alti (4 piani ed oltre), o per l'insufficiente rigidità e/o resistenza delle fasce di piano, il collasso si realizza in genere con una preventiva rottura a taglio delle fasce di piano, seguita da quella dei maschi murari per effetto combinato di flessione e taglio (fig. 1 b). La verifica dovrà allora condursi con metodi di calcolo che tengano opportunamente conto delle prevedibili modalità di collasso. A favore della sicurezza e rinunciando a qualsiasi ridistribuzione delle forze in fase elasto-plastica, le pareti possono essere verificate schematizzandole come telai elastici piani.

Nel caso di pareti notevolmente snelle, particolare attenzione sarà dedicata al trasferimento dei carichi verticali da un ritto all'altro del telaio di calcolo, dovuto ai momenti di continuità delle travi.

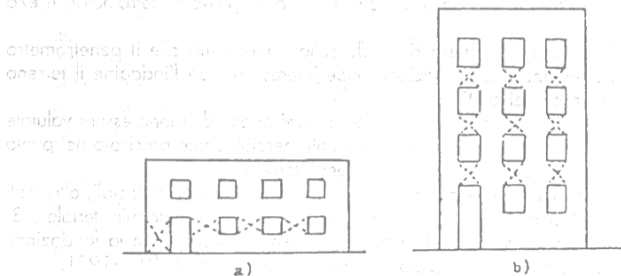


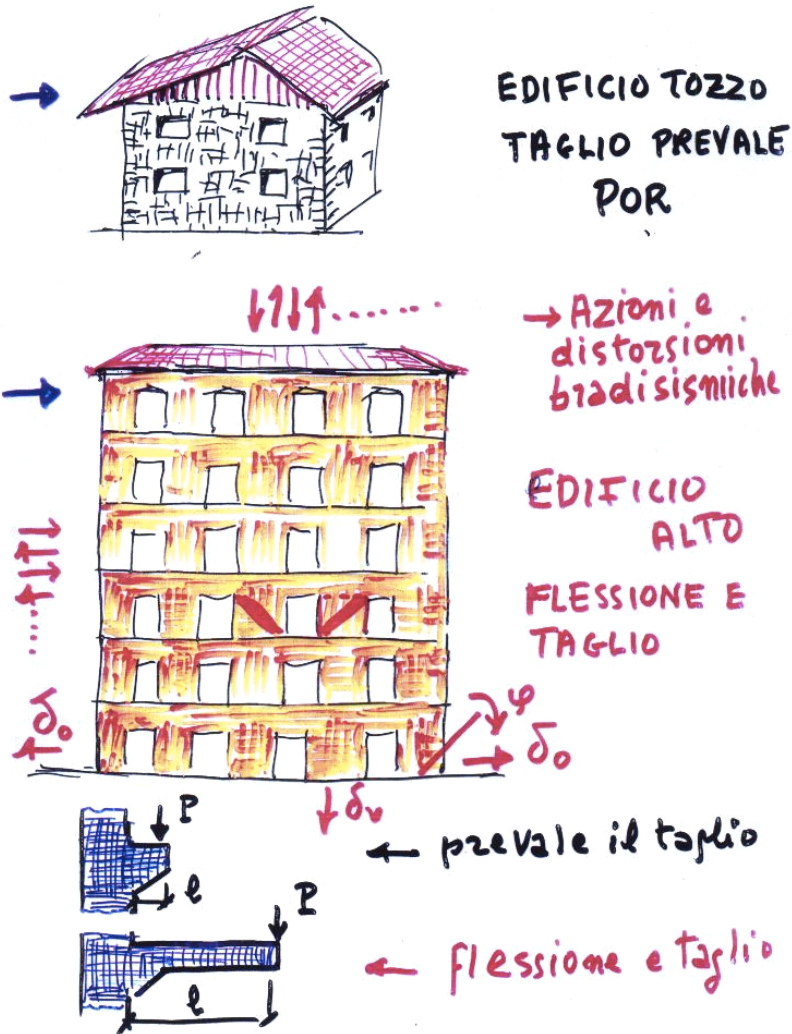
Fig. 1

La modellazione “a  
telaio”  
non è una novità  
sancita  
dall’ordinanza 3274

Si parlava di tale  
modellazione  
già nel 1981, proprio  
quando venivano  
chiariti i limiti del  
POR

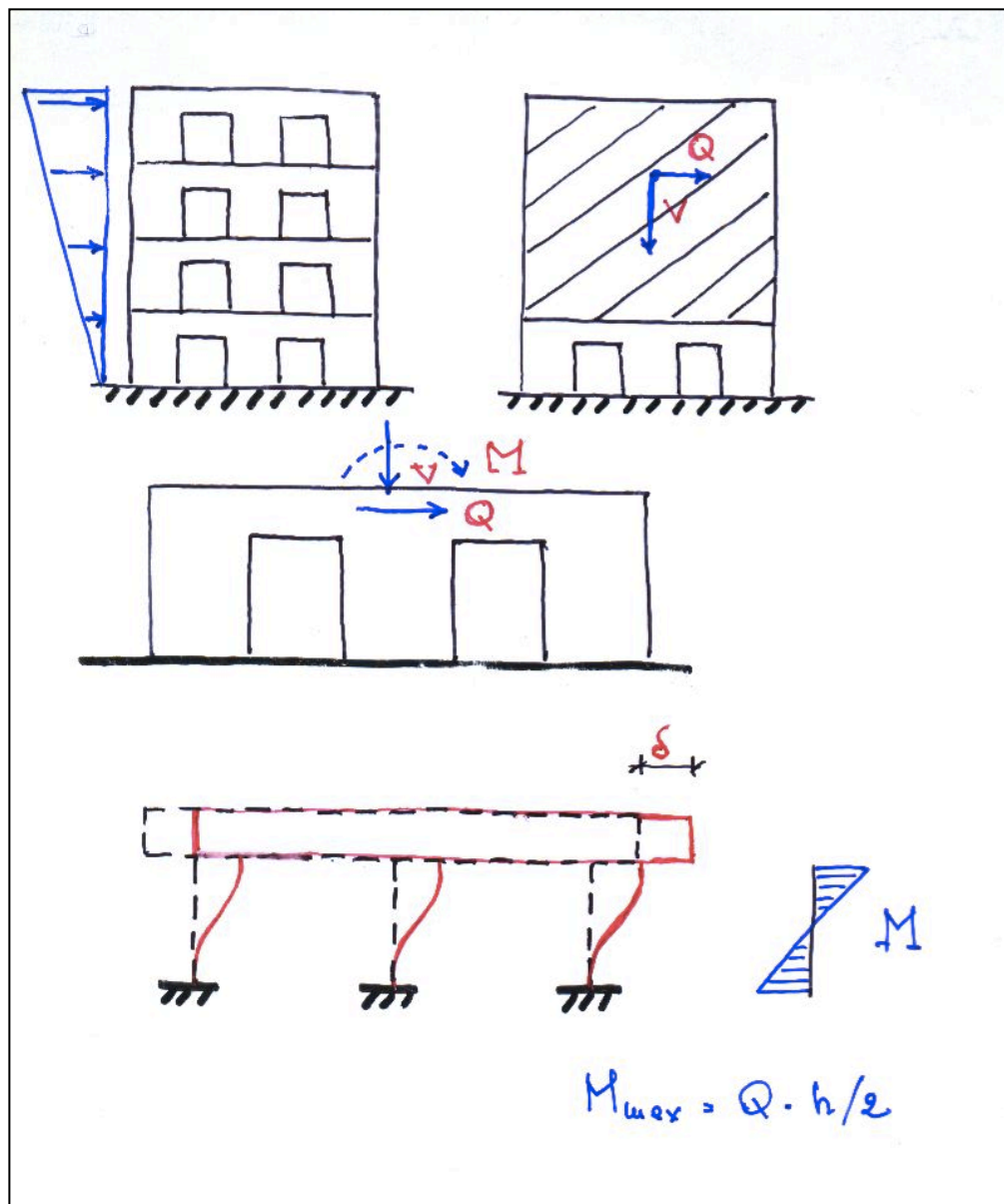


### III.2 CARICHI ORIZZONTALI - CESUN -



Dopo il terremoto del Friuli (1976) viene richiamata l'attenzione sul diverso comportamento tra gli edifici tozzi e quelli snelli.

Dopo il terremoto Campano-Lucano (1980), viene indicato il POR esclusivamente per edifici tozzi con impalcati rigidi e fasce di piano resistenti

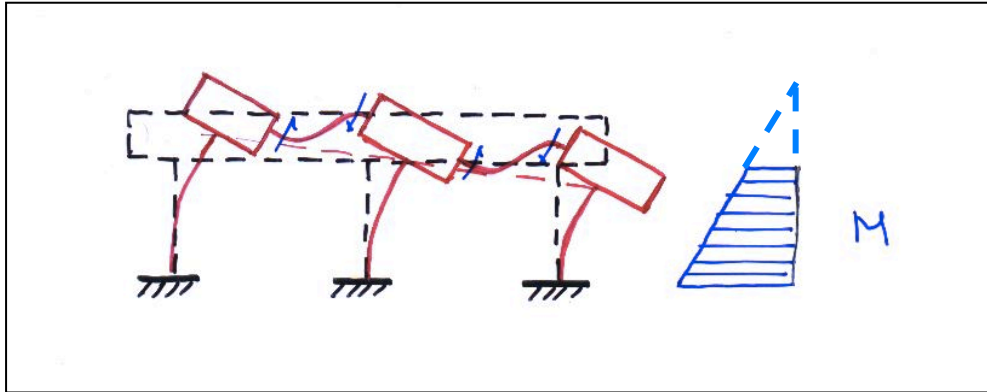


Anche il POR fa riferimento ad un telaio, avente fasce di piano infinitamente rigide

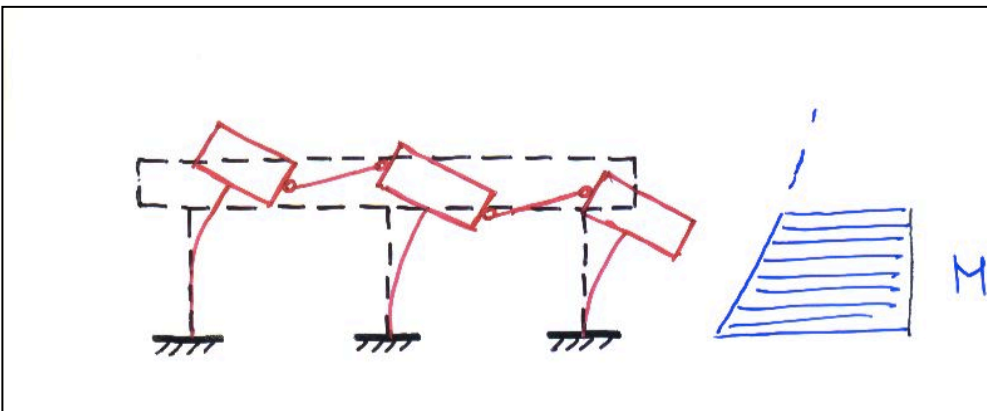
Viene del tutto trascurato il momento ribaltante globale di piano



La effettiva resistenza e rigidezza della fascia di piano influenza il comportamento della parete muraria



Fascia di piano deformabile:  
il diagramma del  
momento si intreccia  
più in alto



Fascia di piano debole (pendoli):  
il diagramma del  
momento non si  
intreccia  
(schema a mensola)

## 1) Analisi statica lineare

anche per edifici non regolari in elevazione (ponendo  $\lambda = 1$ )

ADOTTATA  
NORMALMENTE

## 2) Analisi dinamica modale

è sempre un'analisi lineare;  
cambia solo la distribuzione delle forze lungo l'altezza

MOLTO ADOTTATA  
Troppo dipendente dal modulo elastico e dallo schema.  
Si perde il controllo fisico sui risultati.

## 3) Analisi statica non lineare

la non linearità non è direttamente collegata alla parzializzazione;  
si hanno vantaggi anche perché si considerano i valori medi delle resistenze invece di quelli caratteristici e non si applica  $\gamma_m$

A VOLTE ADOTTATA  
Di più difficile esecuzione.  
Troppo dipendente dal programma di calcolo.  
Fornisce risultati più vantaggiosi.

## 4) Analisi dinamica non lineare

storia della risposta nel tempo per accelerogrammi sollecitanti

QUASI MAI USATA  
Troppo complessa. Solo per veri esperti e per motivi di studio su opere particolari

## I METODI DI CALCOLO

In tutti i metodi di calcolo consentiti  
il modello strutturale dell'edificio è lo stesso  
(mensole collegate; telaio; elementi finiti bidimensionali)

Tra analisi statica lineare e analisi dinamica modale cambia  
solo il modo in cui si determina la distribuzione lungo  
l'altezza delle forze orizzontali agenti  
(si usa sempre il **fattore di struttura**: riduzione delle  
forze per tener conto del comportamento plastico)

Nell'analisi statica non lineare non si calcolano a priori le  
forze agenti, ma si determina qual è la resistenza e la  
deformabilità della struttura, incrementando via via le  
forze orizzontali

Nell'analisi dinamica non lineare non si applicano forze ma  
direttamente accelerazioni alla base della struttura

# ANALISI STATICA LINEARE - Le azioni

Si applicano forze orizzontali globali predefinite con andamento all'incirca triangolare lungo l'altezza:

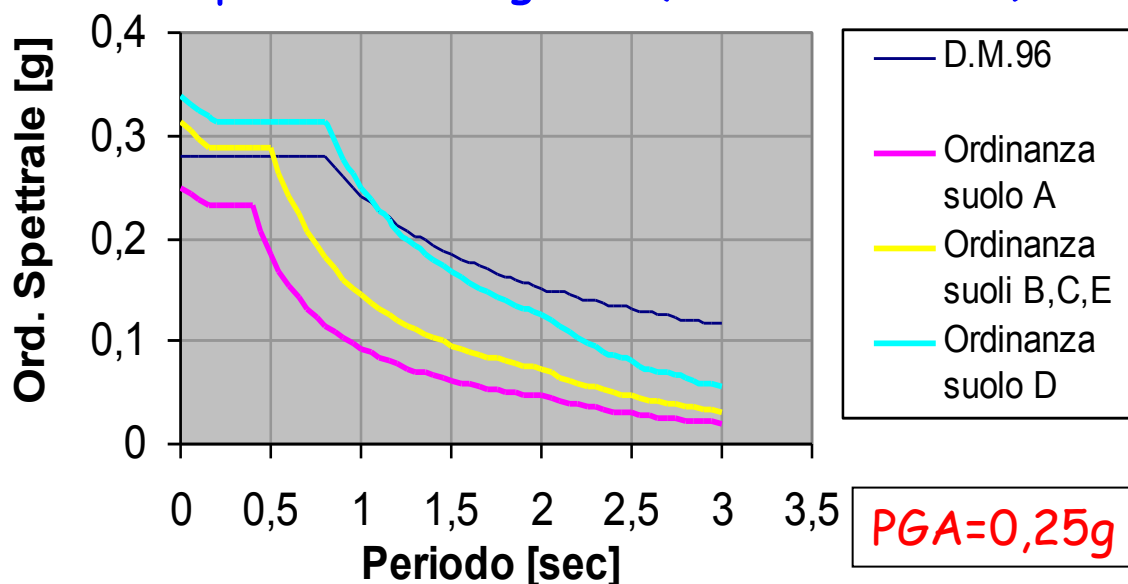
$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_i W_i)$$

con  $F_h = (W/g) S_d(T_1) \lambda$  forza orizzontale globale  
 $S_d(T_1)$  spettro ridotto di progetto

**IL FATTORE DI STRUTTURA**  $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$  (regolare in elev.)  
 $\alpha_u / \alpha_1 = 1,5$  (edifici esistenti)  $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$  (non regolare)

$\lambda = 0,85/1,0$   
 (non reg./ reg.  
 in elev.) ( $>/< 3p.$ )

## Gli Spettri di Progetto (OPCM - DM96)



**PERIODO  
 APPROSSIMATO:**

$T = 0,05 H^{3/4}$  ( $< 2,5 T_c$ )  
 $H_{max} = 15 \text{ m}$   $T_{max} = 0,38 \text{ sec}$   
 in genere bassi periodi

**Coeff. sismico massimo:**

$$0,25 \times 1,25 \times 2,5 / 2,25 = 0,347$$

suolo  
 tipo B

fatt.di strut.  
 $q = 1,5 \times 1,5 = 2,25$

## ANALISI STATICA LINEARE

### La risoluzione dello schema di calcolo

Nel caso di un modello spaziale e di solai sufficientemente rigidi nel piano orizzontale le forze sismiche orizzontali sono applicate nel baricentro delle masse di ogni piano. (Si applica anche un momento torcente di piano per l'eccentricità accidentale di piano del 5%)

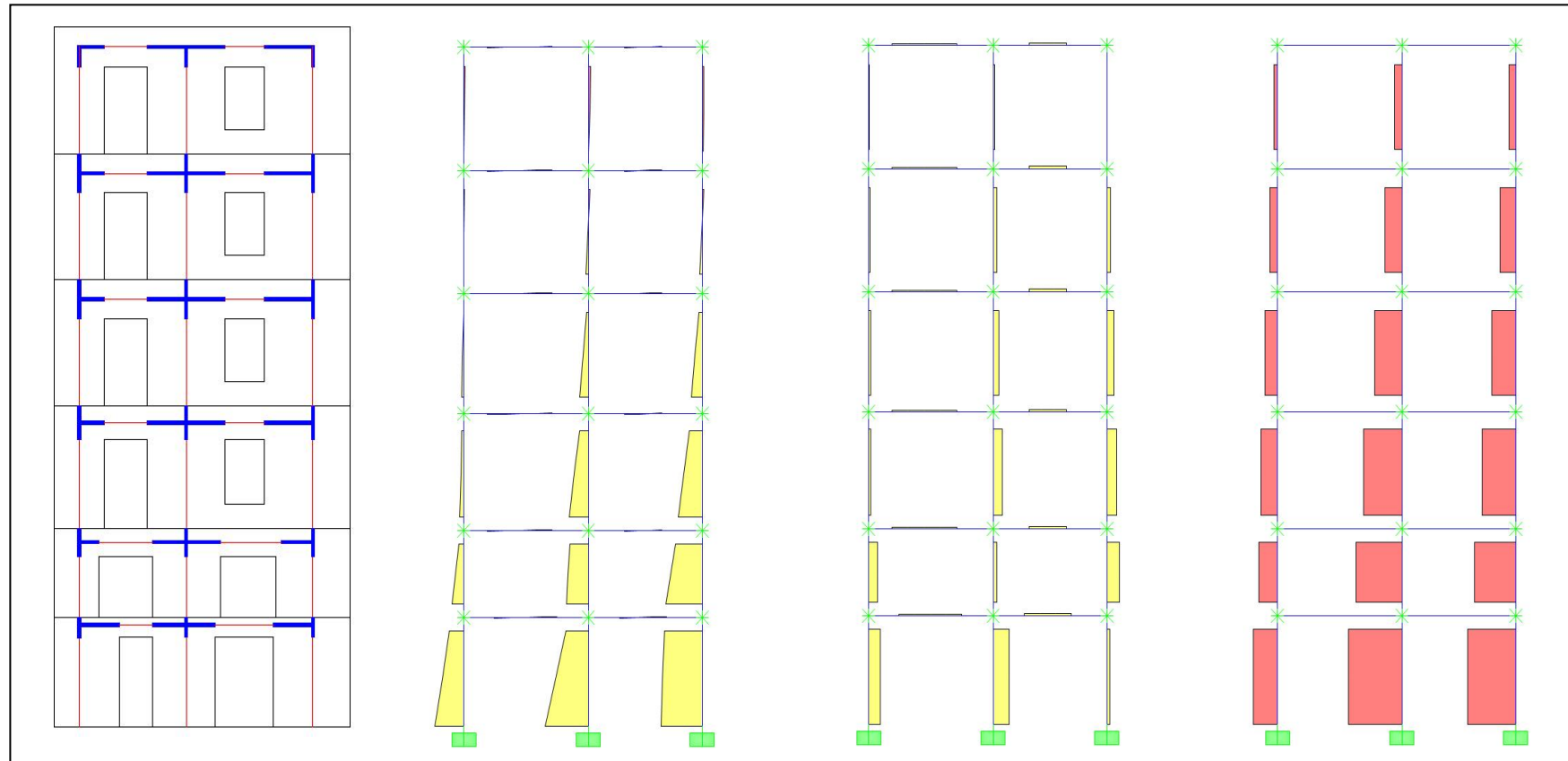
Osservazione: le approssimazioni del modello e l'incertezza sulla rigidezza dei solai rendono non significativa l'eccentricità accidentale del 5%  
(ma è obbligatoria da portare in conto)

La ripartizione delle forze tra le varie pareti avviene automaticamente con la risoluzione dello schema spaziale.  
È possibile modificare la distribuzione dei tagli tra i vari maschi murari nel rispetto dell'equilibrio globale [ $\Delta T = +/- 25\%$  ( $< 0,1 T_{\text{piano}}$ )]



# ANALISI STATICA LINEARE

I risultati del calcolo per una parete con fasce di piano deboli  
(~ insieme di mensole)



Schema telaio

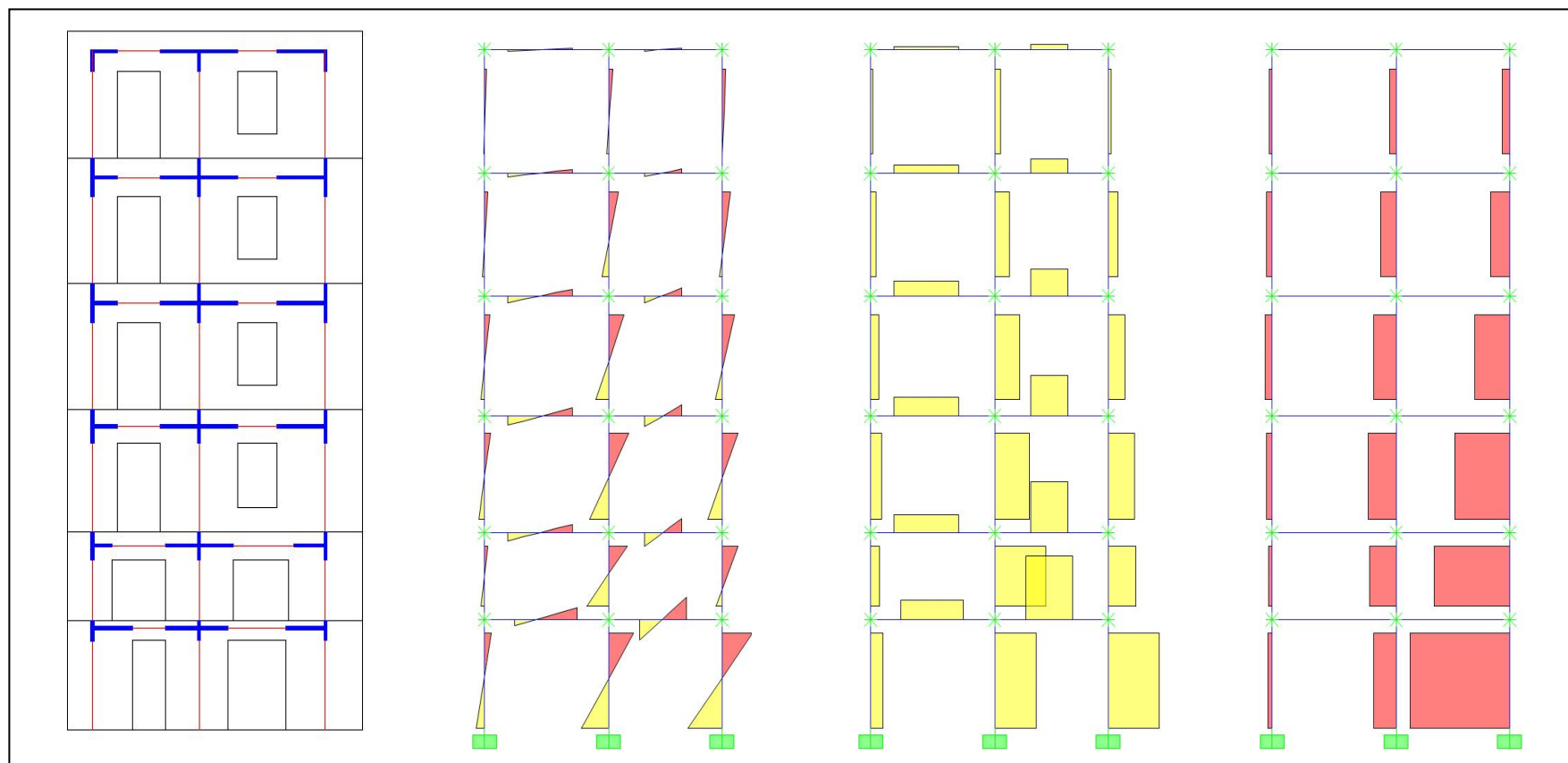
Diagramma  
del momento  
flettente

Diagramma  
del taglio

Diagramma  
dello sforzo  
normale

# ANALISI STATICA LINEARE

I risultati del calcolo per una parete con fasce di piano resistenti (telaio effettivo)



Schema telaio

Diagramma  
del momento  
flettente

Diagramma  
del taglio

Diagramma  
dello sforzo  
normale

# IL CONTROLLO SULLA PROGETTAZIONE

## SCHEMA GLOBALE E METODO DI CALCOLO (an.lineare)

### SI DEVE CONTROLLARE:

- a) la corrispondenza sostanziale dello schema all'edificio (ATT.: si possono considerare nello schema solo i muri continui in verticale dal piano di verifica alle fondazioni)
- b) la presenza nel modello di calcolo delle fasce di piano (se presenti poi andranno verificate) (ATT.: POR)
- c) l'esistenza delle condizioni necessarie per poter adottare il metodo di calcolo prescelto:
  - $T_1 < 2T_c$  (o  $T_D$ ) per analisi statica lineare
  - $M^*_{tot} \geq 85\%$  per analisi dinamica modale
- d) la corretta applicazione del metodo:
  - controllo di massima sulle masse di piano e sulle forze

**LE VERIFICHE DI RESISTENZA NEGLI ELEMENTI  
STRUTTURALI:  
MASCHI MURARI E FASCE DI PIANO (TRAVERSI)**

**MASCHI MURARI**

soggetti a:  
sforzo normale (N)  
momento flettente (M)  
taglio (V)

**FASCE DI PIANO  
(TRAVERSI)**

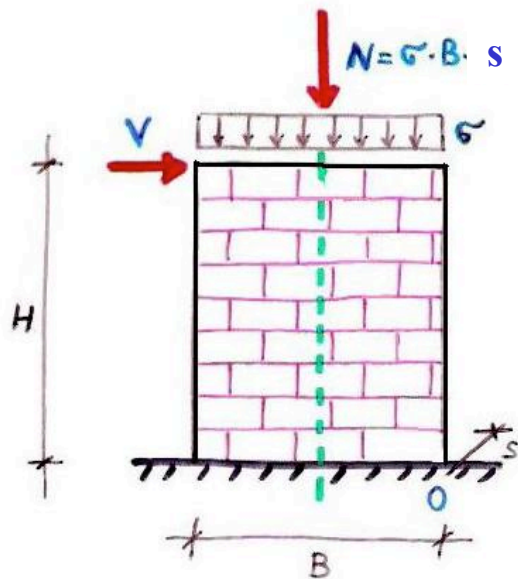
soggette a:  
taglio (V)  
momento flettente (M)

verifiche agli stati limite per:

**PRESSOFLESSIONE**

**TAGLIO**





**STATI LIMITE ULTIMI PER:**

**-TENSIONI NORMALI:**

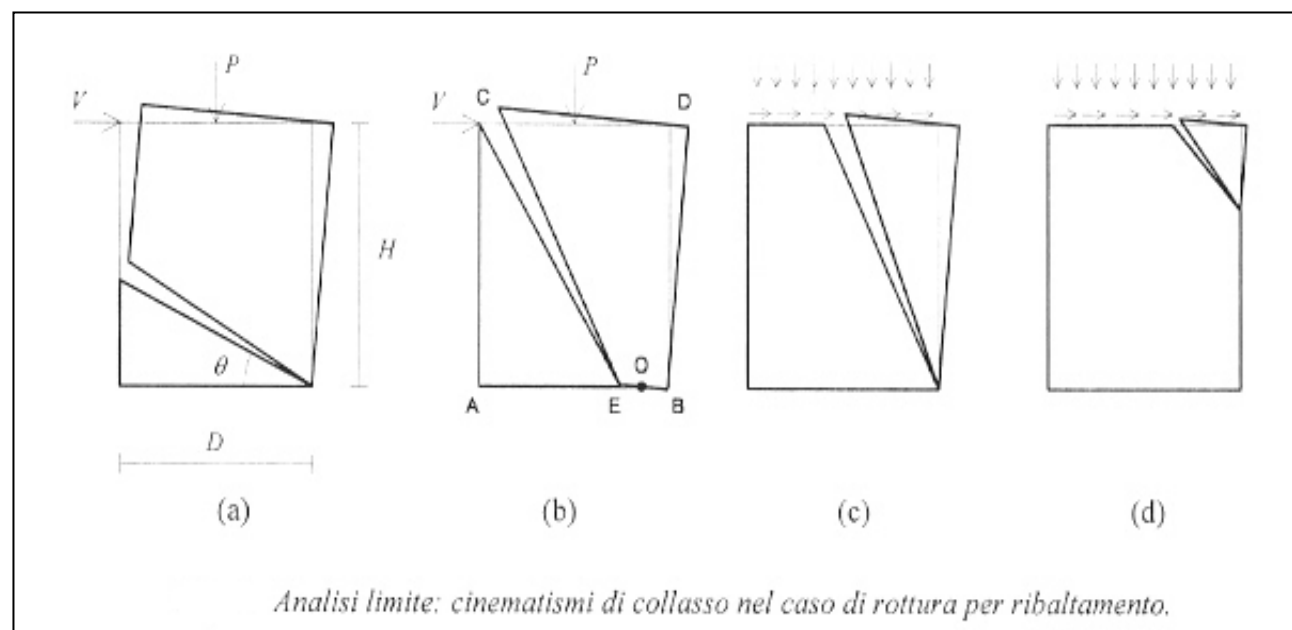
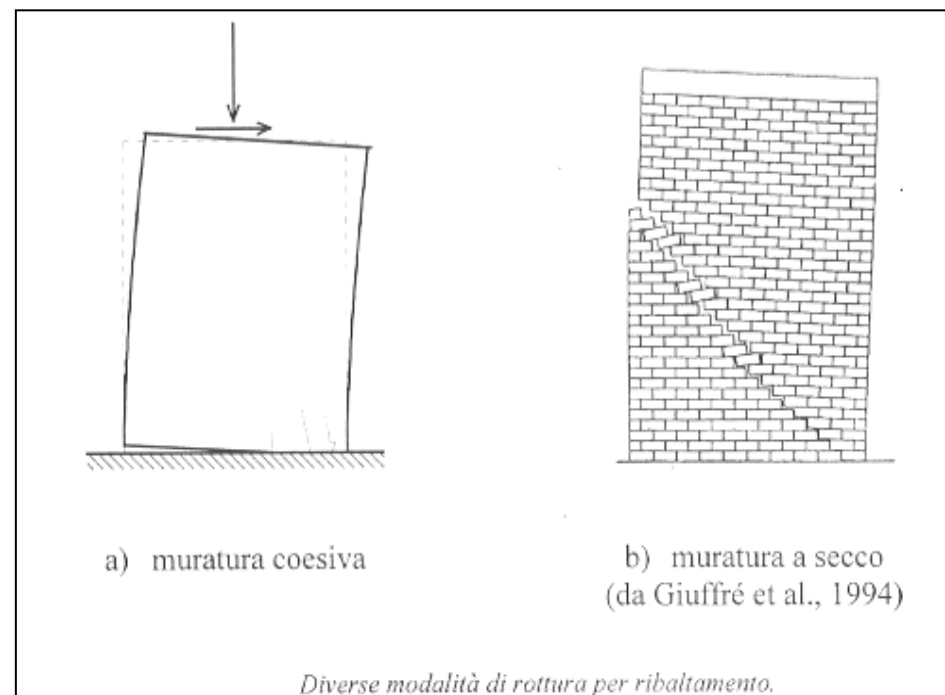
- **RIBALTAMENTO**
- **PRESSOFLESSIONE**

**-SOLLECITAZIONI TAGLIANTI:**

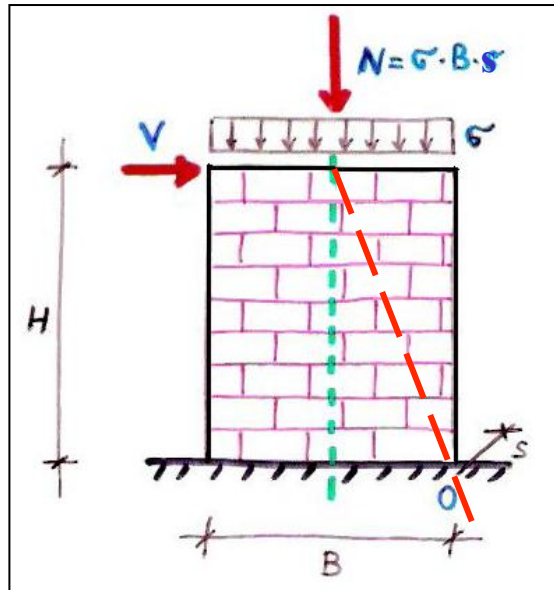
- **FESSURAZIONE DIAGONALE**
- **SCORRIMENTO**

**LA RESISTENZA DEL  
PANNELLO MURARIO  
(MASCHIO)**

**SOGGETTO AD AZIONI  
ORIZZONTALI E  
VERTICALI**



# EQUILIBRIO DEL MASCHIO MURARIO COME "CORPO RIGIDO"



- sforzo normale prefissato:  $N = \text{cost}$
- si trascura il peso proprio:  $G = 0$
- eccentricità in testa nulla:  $e_{\text{sup}} = 0$

## a) Equilibrio al ribaltamento intorno al punto O:

$$M_{\text{rib}} = V \times H$$

$$M_{\text{stab}} = N \times B/2$$

$$M_{\text{rib}} = M_{\text{stab}} \Rightarrow$$

$$V_{\text{lim rib}} = N \times B / 2H$$

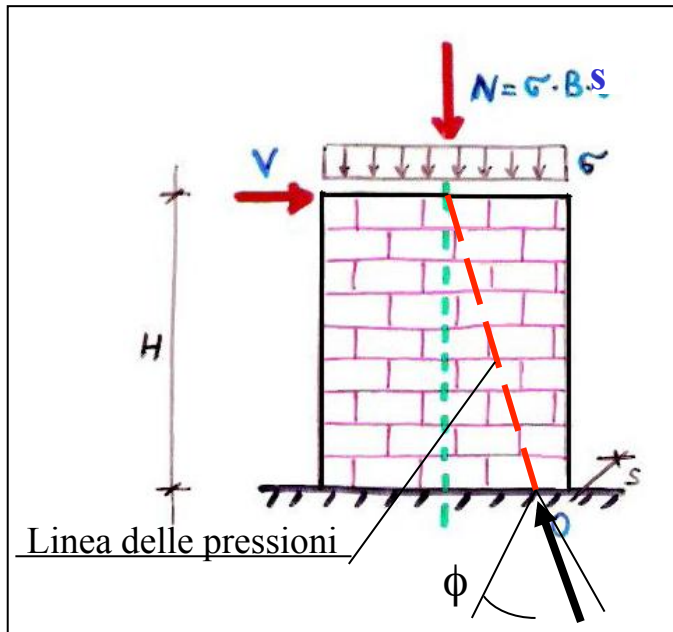
$$\text{snellezza } \chi = H/B$$

$$V_{\text{lim rib}} = N / 2\chi$$

$$\text{tg } \alpha = (B / 2) / H$$

$$V_{\text{lim rib}} = N \text{ tg } \alpha$$

$V_{\text{lim rib}}$  dipende dalla snellezza del pannello  $\chi$



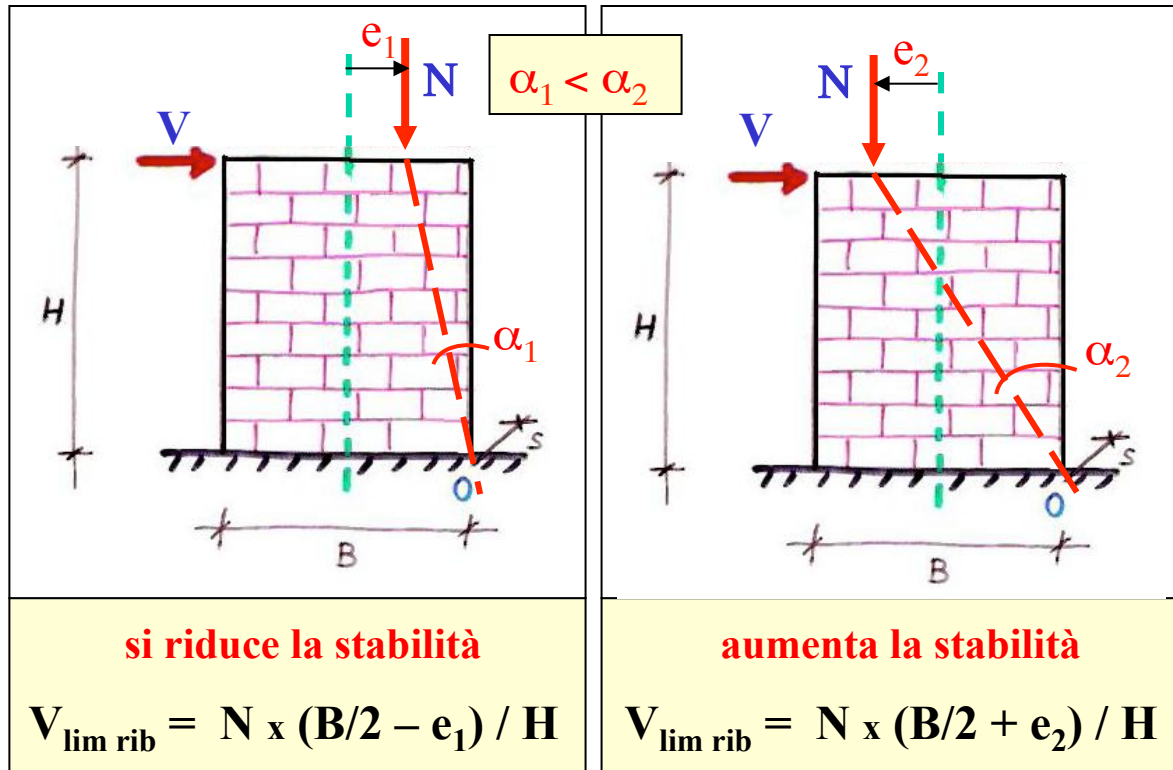
## b) Equilibrio allo scorrimento:

$$F_{\text{att}} = N \times \mu \quad \mu = \text{tg } \phi \approx 0.4 \div 0.6 \quad (\phi \approx 30^\circ)$$

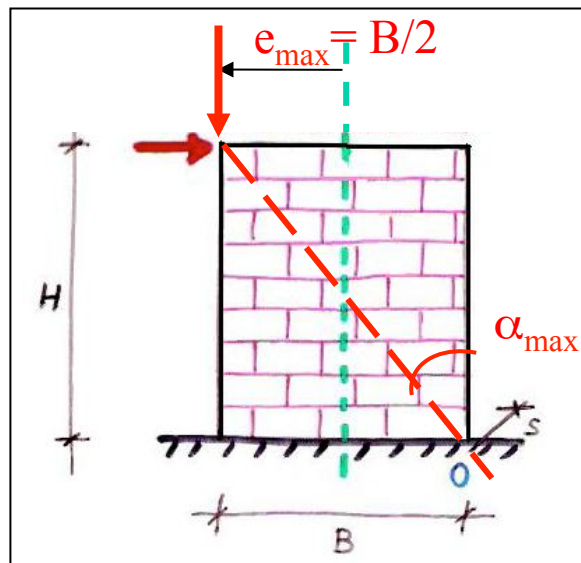
$$V = F_{\text{att}} \Rightarrow$$

$$V_{\text{lim scor}} \approx (0.4 \div 0.6) N$$

$V_{\text{lim scor}}$  non dipende dalla snellezza del pannello  $\chi$



**INFLUENZA DELLA  
ECCENTRICITA'  
IN TESTA**



- se N si sposta di più verso sinistra si può arrivare al massimo valore teorico:

$$V_{\text{max rib}} = N \times B/H = N / \chi$$

- l'eccentricità in testa non modifica la condizione limite di equilibrio allo scorrimento:

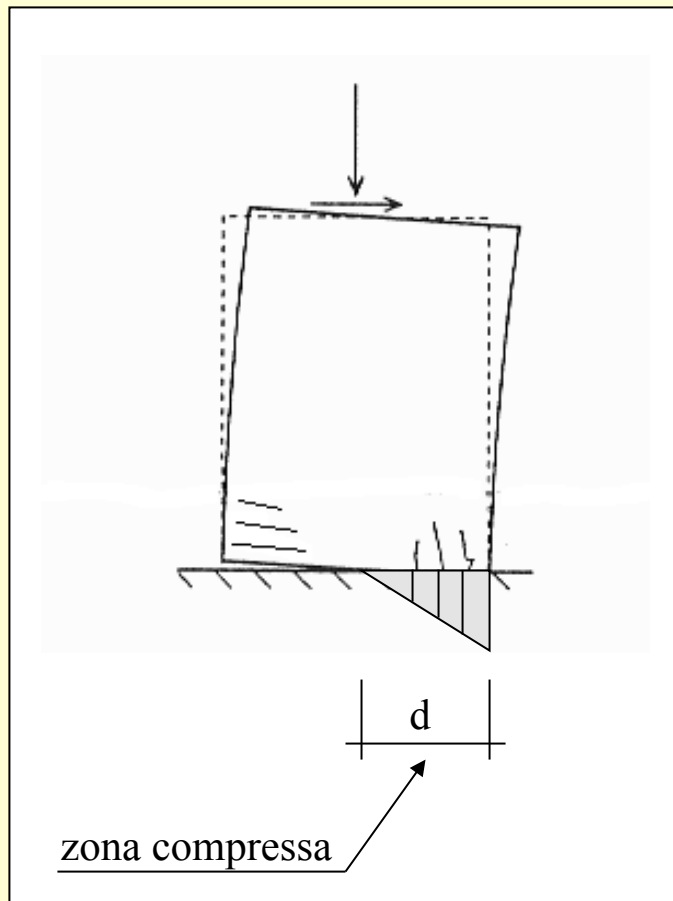
$$V_{\text{max scor}} = N \times \text{tg } \phi \approx (0.4 \div 0.6) N$$



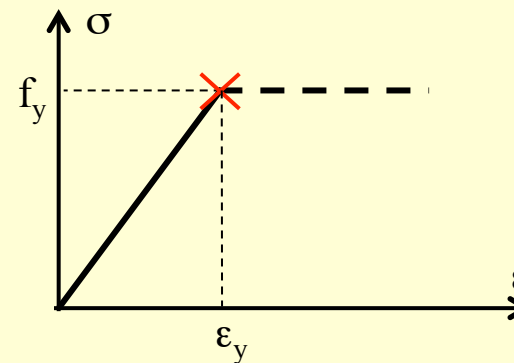
# INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE

## MECCANISMI DI ROTTURA (stati limite ultimi)

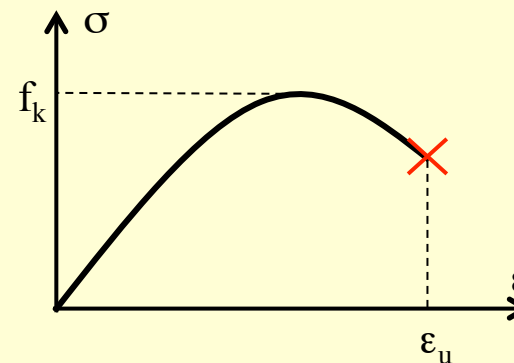
### A) - Pressoflessione (ribaltamento e schiacciamento)



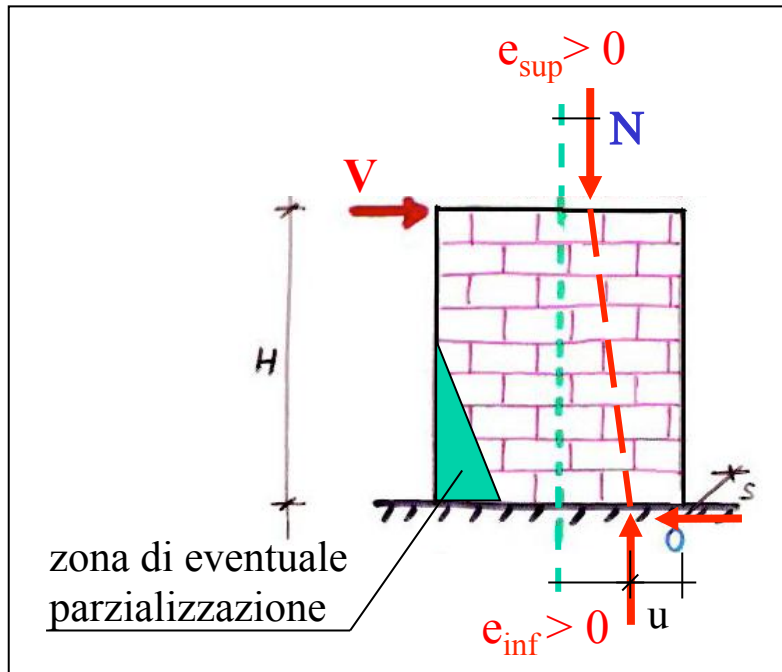
- **A1- limite elastico** (inizio plasticizzazione)



- **A2 - limite plastico** (plasticizzazione diffusa)

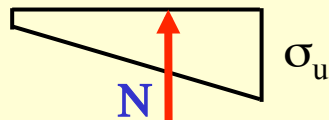


# A1 - Valutazione del taglio ultimo al limite elastico



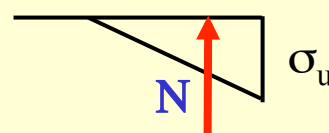
- sez. tutta reagente:

$$N > N_u / 2$$



- sez. parzializzata:

$$N < N_u / 2$$



assegnati:  $N$   $e_{sup}$   $\sigma_u = f_y$  (o  $\alpha f_k$ )

posto:  $N_u = \sigma_u B s$

$$\chi = H / B \quad e^* = e_{sup} / B$$

$$N^* = N / N_u \quad V^* = V_{ult} / N_u$$

- sezione tutta reagente:

equilibrio:  $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$

resistenza:  $\sigma_u = (N / B s) x (1 + 6 e_{inf} / B)$

$$V^* = (1 / 6\chi) [1 - N^* (1 - 6e^*)]$$

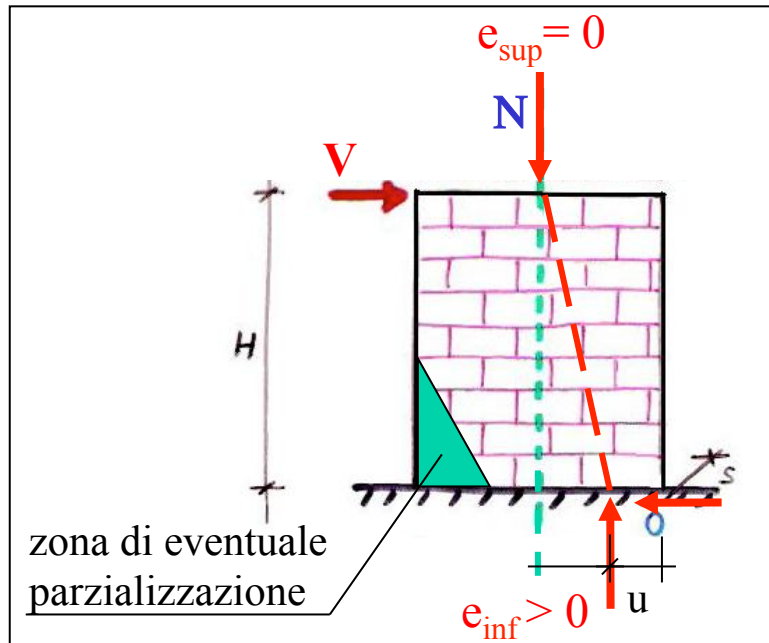
- sezione parzializzata:

equilibrio:  $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$

resistenza:  $\sigma_u = (2 N) / (3 B u)$

$$V^* = (1 / 6\chi) [N^* (3 - 6e^*) - 4 N^{*2}]$$

## Pannello con carico centrato (libero in testa):



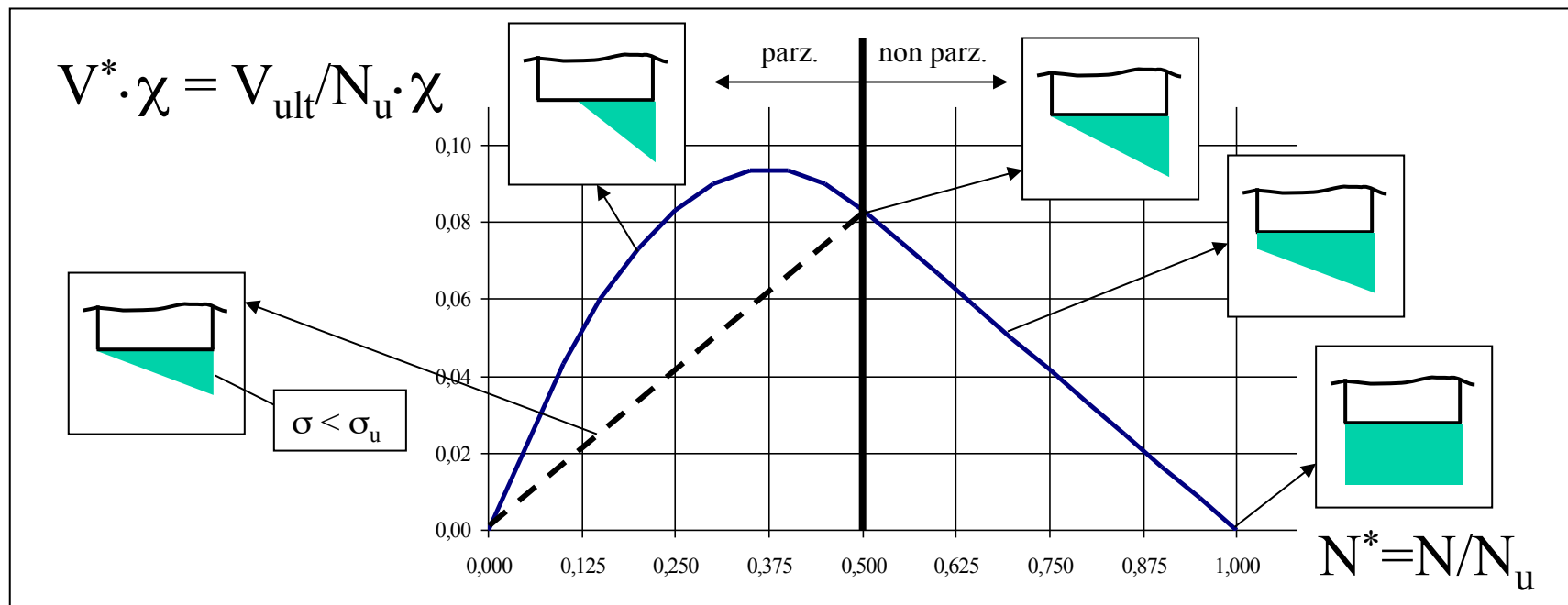
$$e_{sup} = 0$$

- sezione tutta reagente:

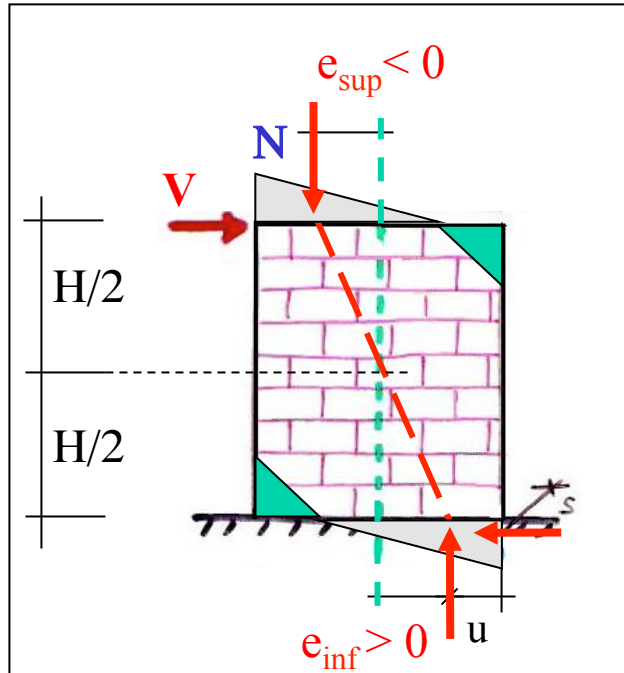
$$V^* = (1 / 6\chi) [1 - N^*]$$

- sezione parzializzata:

$$V^* = (1 / 6\chi) [3 N^* - 4 N^{*2}]$$



## Pannello con carico emisimmetrico (incastro-incastro):



$$e_{\text{sup}} = - e_{\text{inf}}$$

- È come un pannello libero in testa ( $e_{\text{sup}} = 0$ ) di altezza metà ( $H' = H/2$ ) cioè di snellezza metà.
- Il taglio limite ( $V_{\text{ult}}$ ) è quindi **2 volte maggiore**.

- sezione tutta reagente:

$$V_{\text{ult}} H = N (e_{\text{inf}} - e_{\text{sup}}) = 2 N e_{\text{inf}}$$

$$V^* = (1 / 3\chi) [1 - N^*]$$

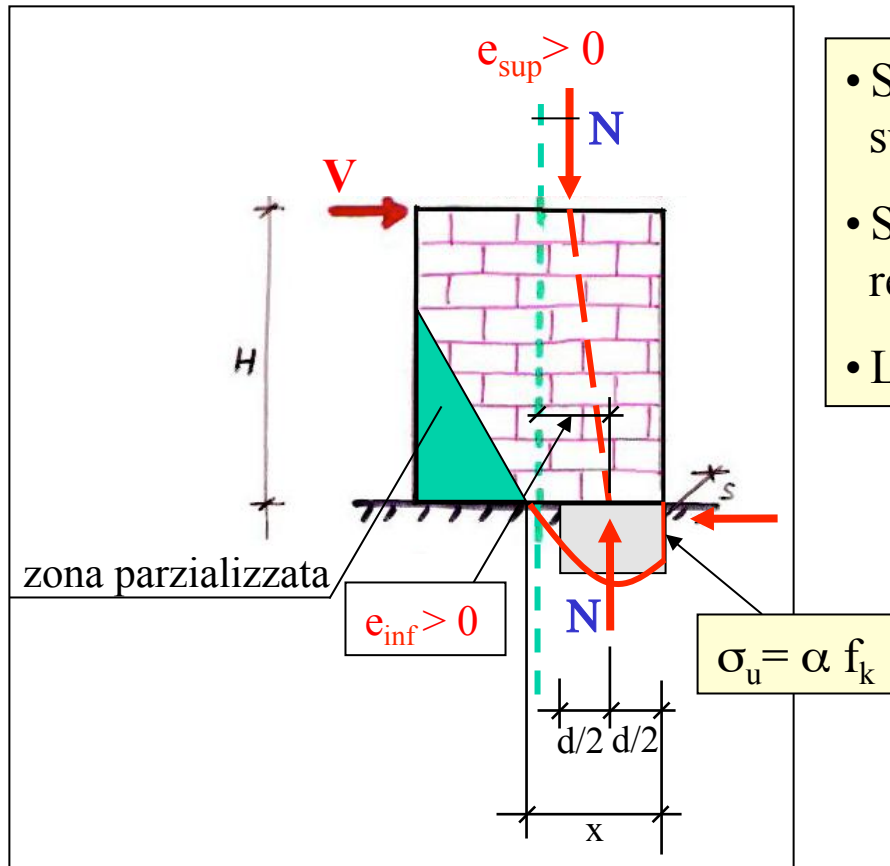
- sezione parzializzata:

$$V_{\text{ult}} H = N (e_{\text{inf}} - e_{\text{sup}}) = 2 N e_{\text{inf}}$$

$$V^* = (1 / 3\chi) [3 N^* - 4 N^{*2}]$$



## A2 - Valutazione del taglio ultimo al limite plastico



- Si considera il diagramma  $\sigma$ - $\epsilon$  completamente sviluppato.
- Si approssima il diagramma con una distribuzione rettangolare costante.
- La sezione è sempre parzializzata.

equilibrio:  $V_{ult} H = N (e_{inf} - e_{sup})$

resistenza:  $\sigma_u = N / (s d)$



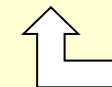
$$V^* = (1 / 2\chi) [N^* (1 - 2e^*) - N^{*2}]$$

- se  $e_{sup} = 0$  (pannello libero in testa –  $N$  centrato):

$$V^* = (1 / 2\chi) [N^* - N^{*2}]$$

- se  $e_{sup} = -e_{inf}$  (pannello inc.-inc. –  $N$  emisimmetrico):

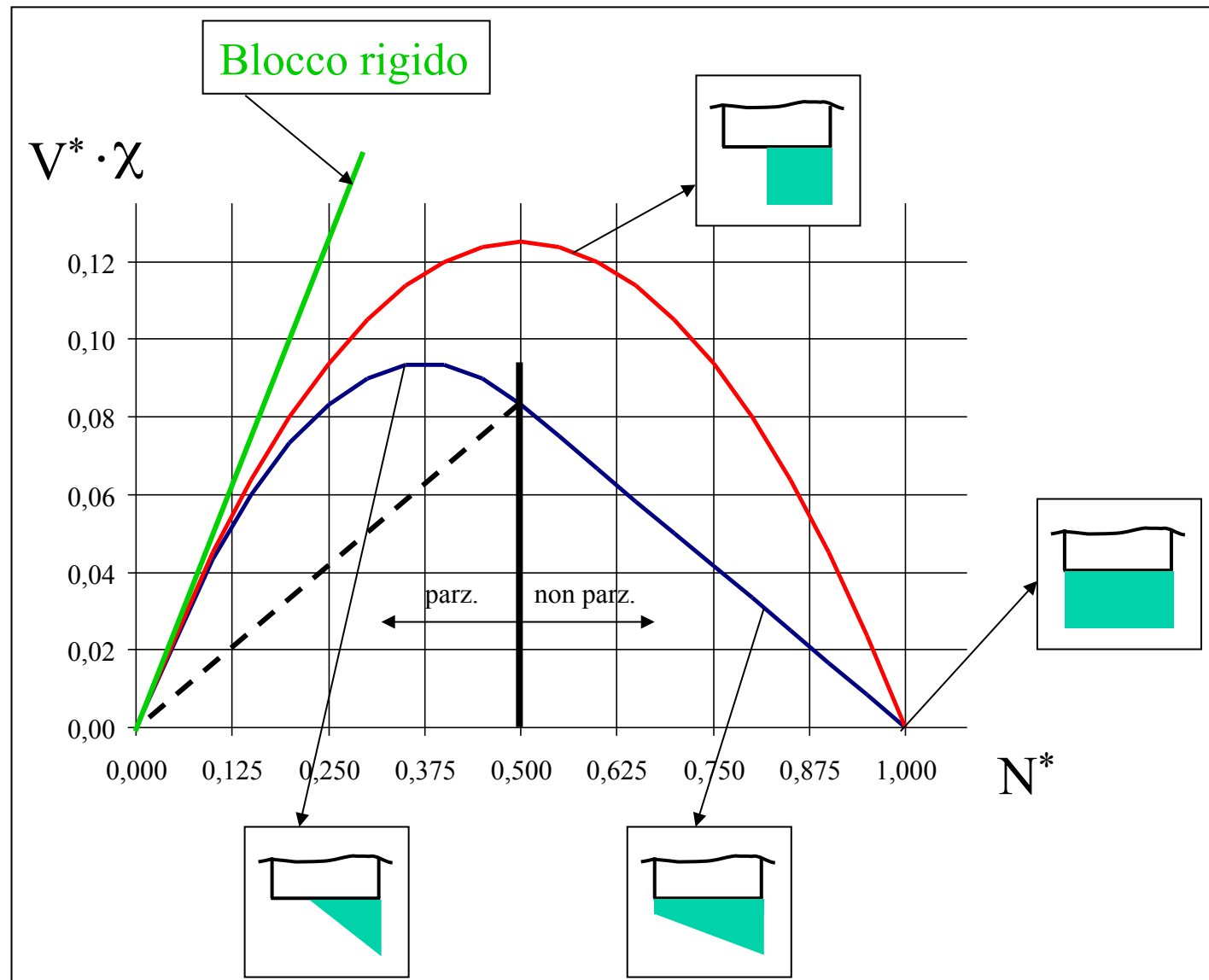
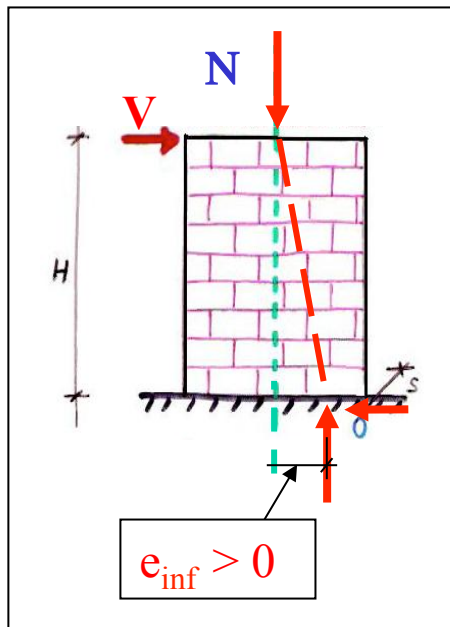
$$V^* = (1 / \chi) [N^* - N^{*2}]$$



è il doppio!

# Confronto tra il taglio ultimo al limite plastico ed al limite elastico

$$e_{\text{sup}} = 0$$

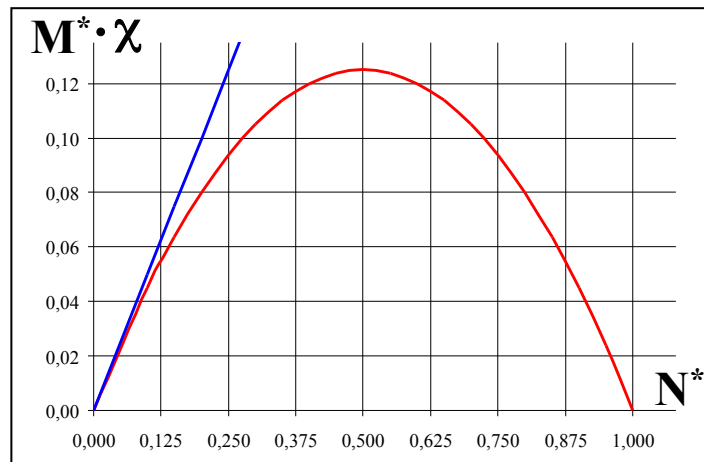
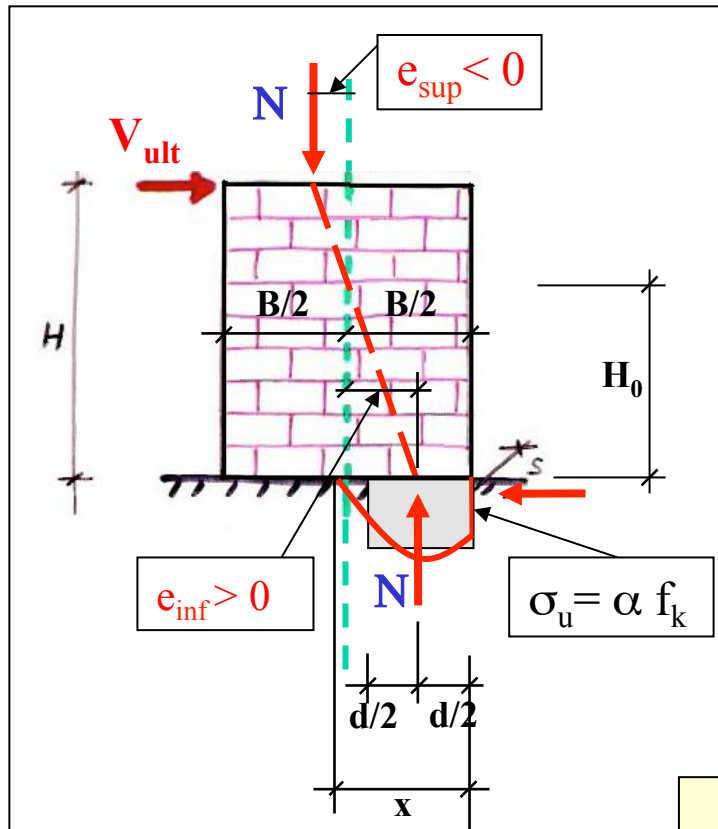


## Valutazione del momento ultimo del maschio murario - par. 7.8.2.2.1

- Si considera il diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  completamente sviluppato.
- Si approssima il diagramma con una distribuzione rettangolare costante.
- La sezione è sempre parzializzata

$$M_{ult} = V_{ult} \times H_0 = N \times e_{inf}$$

- Si può valutare la resistenza del pannello senza dover conoscere  $e_{sup}$  ovvero  $H_0$



$$M_{ult} = N \times e_{inf} \quad e_{inf} = B/2 - d/2 \quad N = \sigma_u \times d \times s$$

$$M_{ult} = N \times [B/2 - N/(2 \sigma_u s)] = NB/2 \times [1 - N/(\sigma_u s B)]$$

ponendo:  $\sigma_0 = N / sB = \sigma_{med}$

$$M_{ult} = (\sigma_0 s B^2 / 2) (1 - \sigma_0 / \sigma_u)$$

**OPCM e NTC 08**

$$\sigma_u = \alpha f_k = 0.85 f_k$$

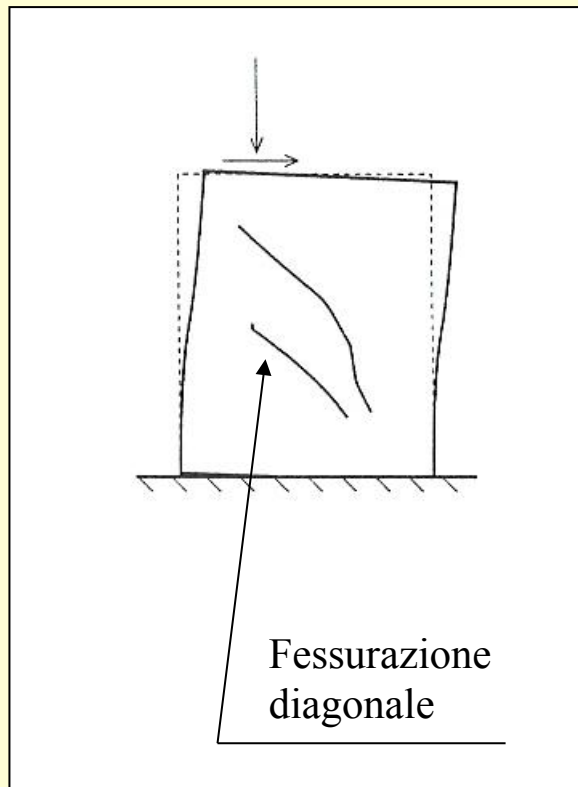
$$N^* = N / N_u \quad M^* = M_{ult} / (N_u H)$$

$$M^* = (1 / 2\chi) [N^* - N^{*2}]$$

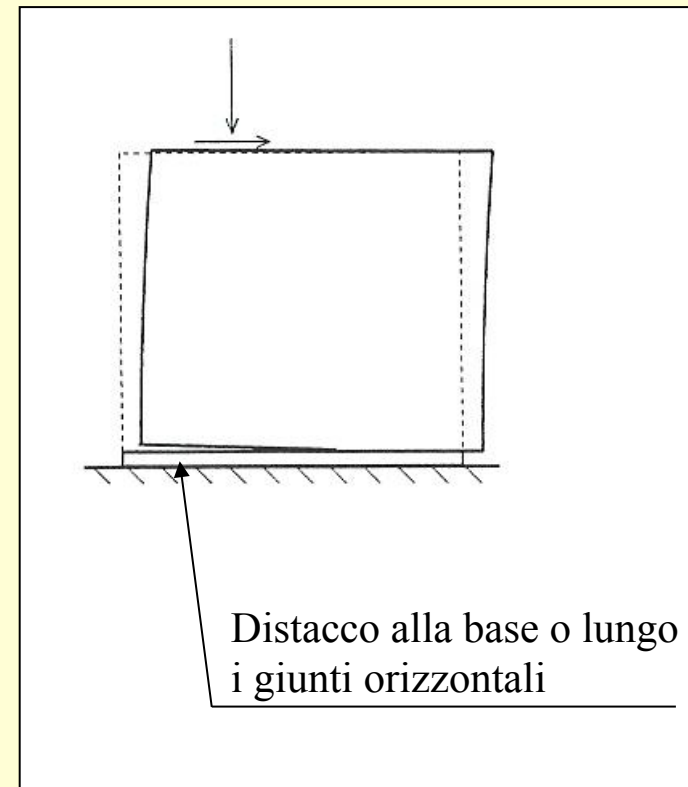
## MECCANISMI DI ROTTURA PER I MASCHI MURARI (stati limite ultimi)

### B) - Taglio

- B1- Rottura per trazione diagonale

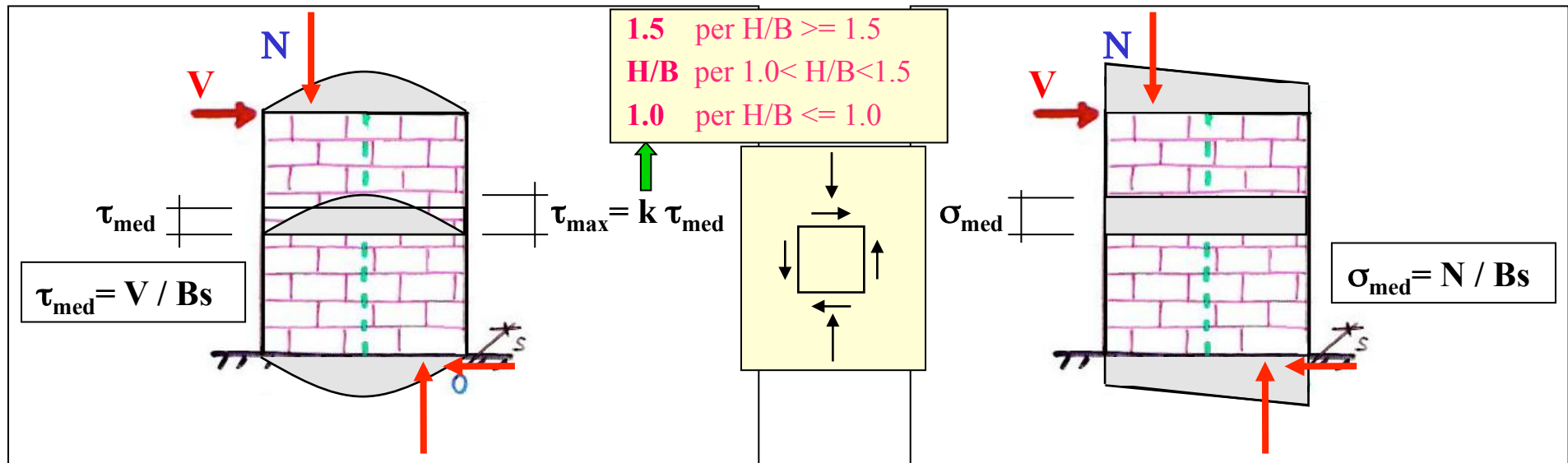


- B2 - Rottura per scorrimento



## B1 - Taglio ultimo - Rottura per trazione diagonale

- La rottura si ha quando la tensione principale di trazione al centro del pannello raggiunge la resistenza a trazione (convenzionale) della muratura ( $f_{tu}$ )
- Al centro del pannello vi sono tensioni normali ( $\sigma$ ) e tangenziali ( $\tau$ )
- Criterio utilizzato nel metodo POR (D.M. 02/07/81)  $\rightarrow \tau_k = \text{resistenza a taglio in assenza di sforzo normale}$



- dal cerchio di Mohr:  $\sigma_t = \frac{\sigma_m}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_m^2}{4} + k^2 \tau^2}$
- condizione di rottura:  $\sigma_t = f_{tu} = k \tau_k \quad \tau = \tau_{ult}$

$$\tau_{ult} = \frac{f_{tu}}{k} \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{k \tau_k}}$$

$$V_{ult} = \tau_{ult} Bs = \frac{f_{tu}}{k} Bs \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k Bs \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{k \tau_k}}$$

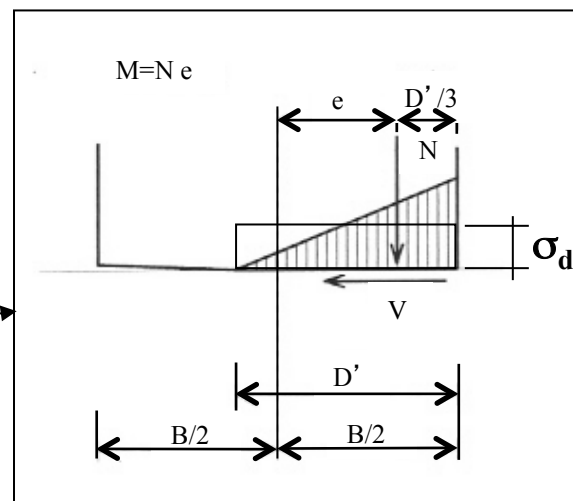
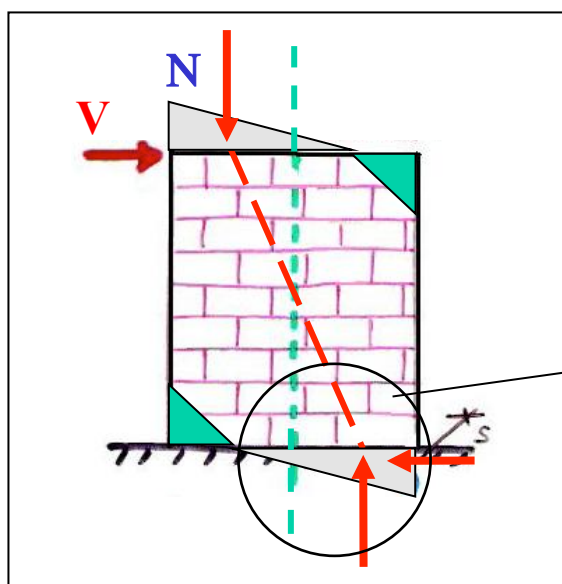
**OPCM e NTC 08  
solo per edifici esistenti**



## B2 - Taglio ultimo - Rottura per scorrimento

par. 7.8.2.2.2

- La rottura si ha quando la tensione tangenziale supera la resistenza a taglio espressa alla Coulomb (criterio dell' attrito interno  $\tau_{lim} = c + \mu \sigma$ )
- La zona di muro resistente a taglio è solo la zona di base reagente (compressa) valutata ipotizzando una distribuzione triangolare delle tensioni normali ( $\sigma$ )
- Criterio utilizzato dalle norme italiane (NTC 08, OPCM, D.M. 20/11/87) e dall' EC6



$$\sigma_d = N / D' s$$

- condizione di rottura:  $\tau_{lim} = c + \mu \sigma$        $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \sigma_d$

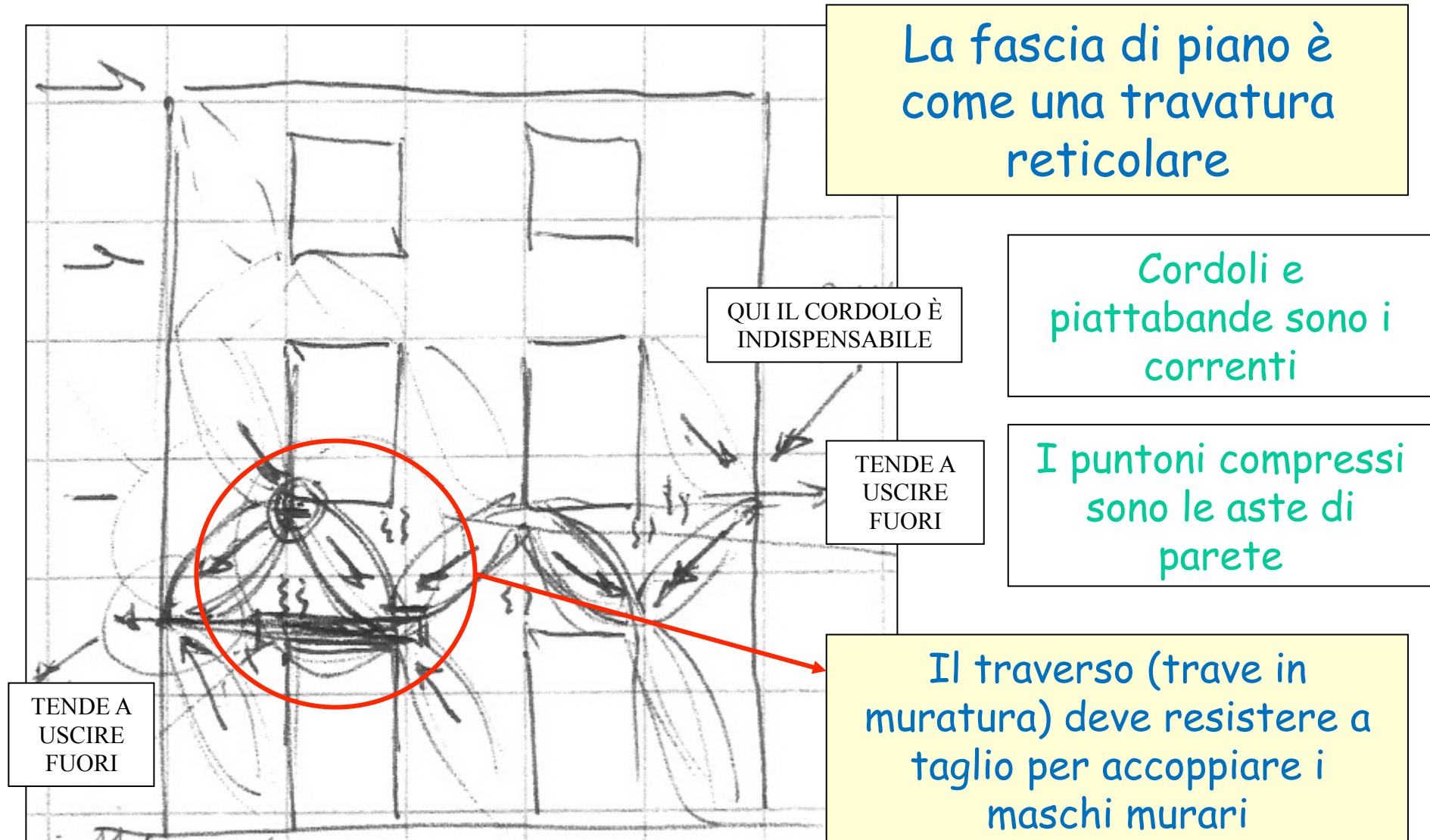
- OPCM e NTC 08  
- D.M. 20/11/87

$$V_{ult} = (f_{vk} D' s) / \gamma_m = (f_{vk0} D' s) / \gamma_m + 0.4 N / \gamma_m$$

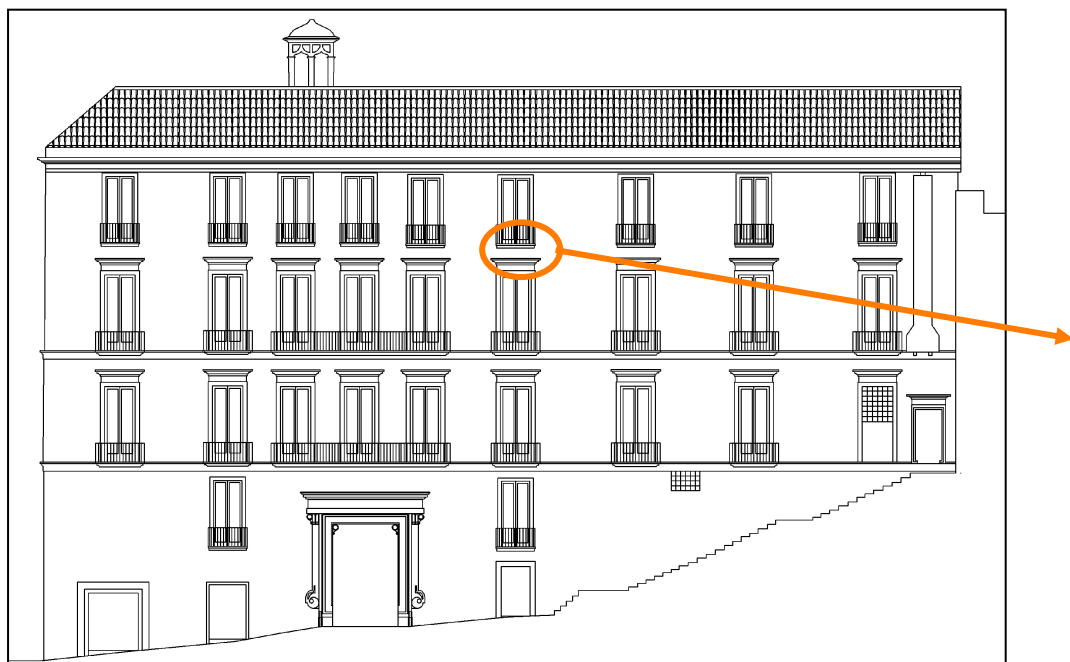
$\gamma_m = 3$  D.M. 20/11/87  
 $\gamma_m = 2$  OPCM e NTC 08

# LA RESISTENZA DEI TRAVERSI MURARI

## Il ruolo della fascia nella parete sotto forze orizzontali

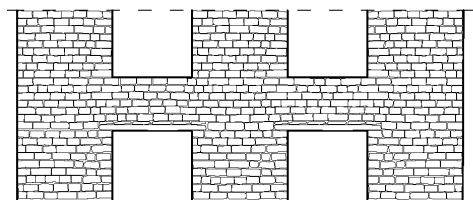


## Le fasce di piano negli edifici esistenti

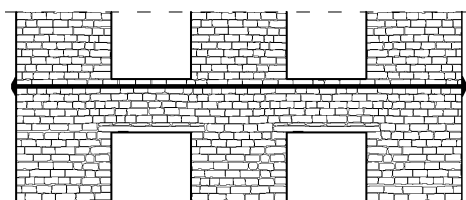


## Le diverse tipologie

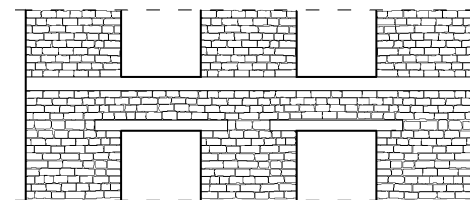
### Fascia “debole”



### Fascia con “catena”



### Fascia “trave”



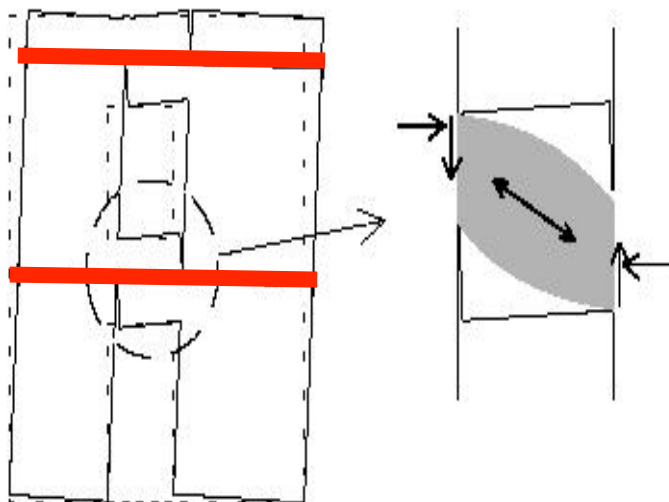
La fascia di piano riveste un ruolo fondamentale nel comportamento resistente e deformativo della parete muraria e quindi sulla sua vulnerabilità sismica

## La resistenza dei traversi murari - 1

Nella fascia di piano non è presente sforzo normale a valori significativi.

Essendo la muratura non resistente a trazione, in assenza di sforzo normale, non può esserci resistenza a taglio e flessione (fascia debole)

La trave in muratura  
non armata  
(fascia con catena)



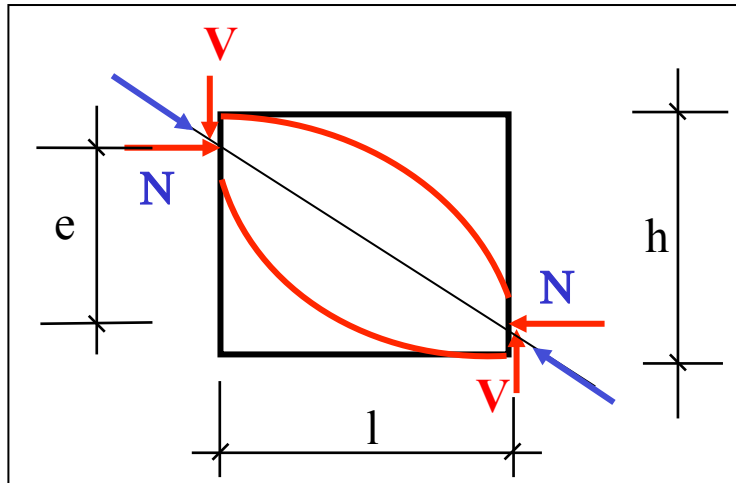
La deformazione della parete mette in contrasto il traverso con i maschi (meccanismo a puntone)

Se la fascia non si "allarga" nasce sforzo normale

Per non "allargarsi" ci vuole almeno un elemento resistente a trazione e ben ancorato agli estremi (catena, anche scorrevole, o cordolo) che "mantenga stretta" la fascia di piano.

# La resistenza della trave in muratura non armata

par. 7.8.2.2.4



Il comportamento a pressoflessione è lo stesso del maschio murario caricato in modo emisimmetrico

Lo sforzo normale che nasce è quello che massimizza la resistenza del pannello:

$N' = 0,5 N_u = 0,5 \sigma_u h t \approx 0,4 f_{hd} h t$   
ma non può superare la resistenza a trazione della catena ( $R_{catena}$ )

## Le formule (NTC e OPCM):

- meccanismo di pressoflessione

$$M_{ult} = H_p h/2 \times [1 - H_p / (0,85 f_{hd} h t)]$$

con  $H_p = \min (N', R_{catena})$

$$V_p = 2 M_{ult} / l \quad (\text{puntone})$$

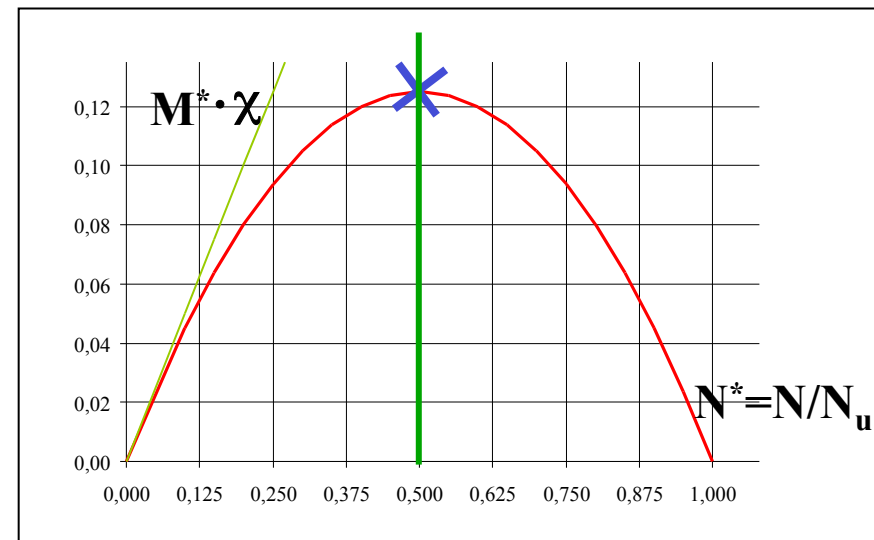
- meccanismo di taglio

$$V_t = h t f_{vdo}$$

$$\text{con } f_{vdo} = f_{vko} / \gamma_m$$

- resistenza della trave muraria:

$$V_{ult} = \min (V_p, V_t)$$

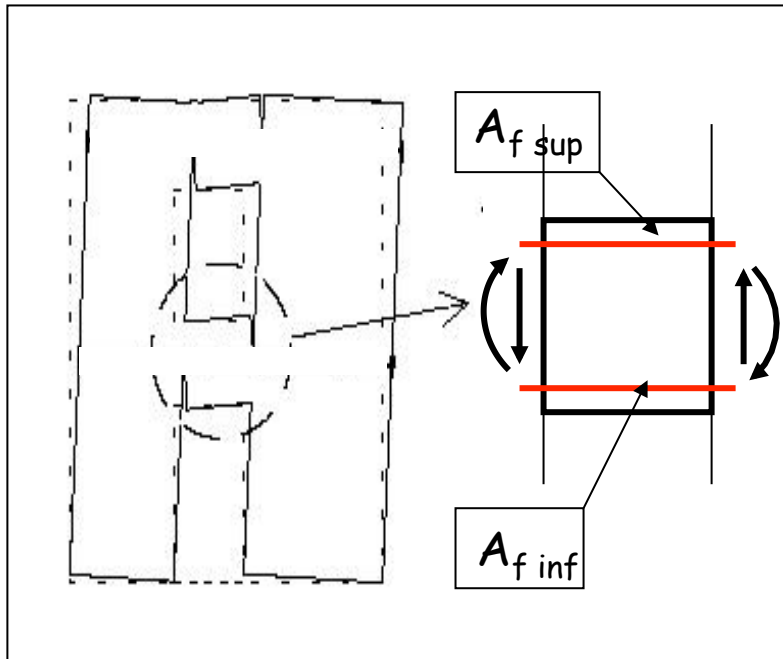




## La resistenza dei traversi murari - 2

Se esistono sia il cordolo sia la piattabanda (ben ammorsata o continua) o dispositivi equivalenti il traverso è una trave in muratura armata

### La trave in muratura armata (fascia trave)



$$V_{rd1} = f_{vdo} t d \quad (\text{resistenza a taglio senza armatura})$$

E' quasi sempre una trave tozza con  $h > l/2$

Resiste a taglio e momento.  
E' come una trave in c.a.

Ci si può riferire alle indicazioni delle NTC valide per la muratura armata oppure a quelle dell' EC6:

$$M_{rd} = 0,4 f_{hd} t d^2 \quad (\text{per la muratura})$$

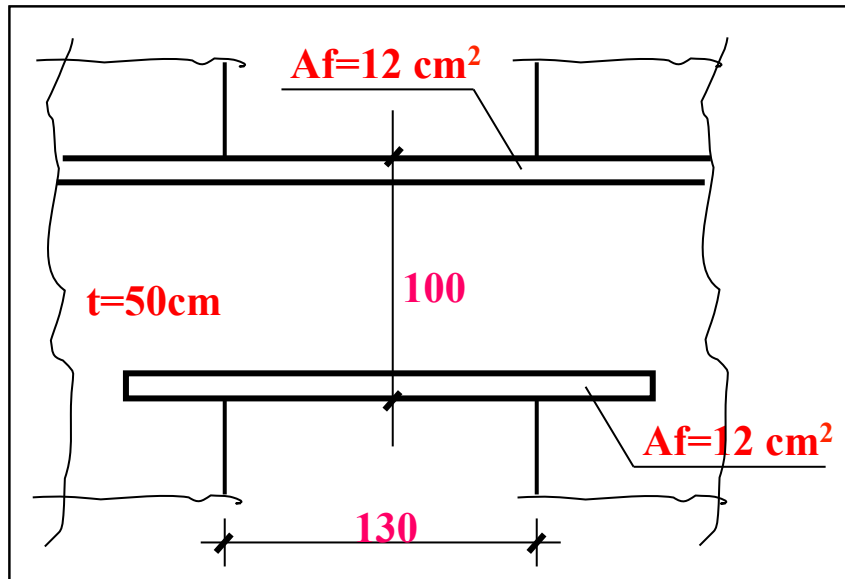
$$M_{rd} = A_f f_{yd} z \quad (\text{per l'acciaio})$$

$d$  = altezza utile

$z$  = braccio della coppia interna

$$V_{rdmax} = 0,25 f_{bd} t d \quad (\text{max. res. a taglio})$$

## La resistenza dei traversi murari - Confronto numerico



Muratura	$f_k = 3 \text{ MPa}$	$f_d = 1,5 \text{ MPa}$
	$f_{vko} = 0,2 \text{ MPa}$	$f_{vdo} = 0,1 \text{ MPa}$
Acciaio	$f_{yk} = 375 \text{ MPa}$	$f_d = 326 \text{ MPa}$

### TRAVE IN MURATURA NON ARMATA piattabanda non ben ammorsata e cordolo non aderente

$$H_p = 0,4 \times 15 \times 100 \times 50 = 30000 \text{ kg (max N)}$$

$$R_{cat} = 3260 \times 12 = 39120 \text{ kg} > H_p \text{ (res. catena)}$$

$$M_u = 30 \times 1/2 \times (1 - 30 / (0,85 \times 150 \times 1 \times 0,5)) = 7940 \text{ kgm}$$

$$V_p = 100 \times 50 \times 1 = 5000 \text{ kg}$$

$$V_t = 2M_u / L = 2 \times 7940 / 1,3 = 12215 \text{ kg}$$

$$M_{max} = 7940 \text{ kgm} \quad V_{max} = 5000 \text{ kg}$$

### TRAVE IN MURATURA ARMATA piattabanda ben ammorsata e cordolo aderente

$$L_{eff} = 1,3 \times 1,15 = 1,5 \text{ m} \quad H > L_{eff} / 2 \text{ (tr. alta)}$$

$$z = 0,4 \times 100 + 0,2 \times 150 = 70 \text{ cm} (< 0,7 \times L_{eff})$$

$$d = 1,3 \times z = 1,3 \times 70 = 91 \text{ cm}$$

$$M_{rd(mur)} = 0,4 \times 15 \times 50 \times 91^2 = 24840 \text{ kgm}$$

$$M_{rd(acc)} = 12 \times 3260 \times 70 = 27350 \text{ kgm}$$

$$V_{rd} = 1 \times 50 \times 91 = 4550 \text{ kg}$$

(si potrebbe considerare il cls del cordolo e della piattabanda)

$$V_{sdmax} = 0,25 \times 15 \times 50 \times 91 = 17000 \text{ kg}$$

(con armatura a taglio)

$$M_{max} = 24840 \text{ kgm} \quad V_{max} = 4550 \text{ kg}$$

# IL CONTROLLO SULLA PROGETTAZIONE

## VERIFICHE DEGLI ELEMENTI NEL PROPRIO PIANO

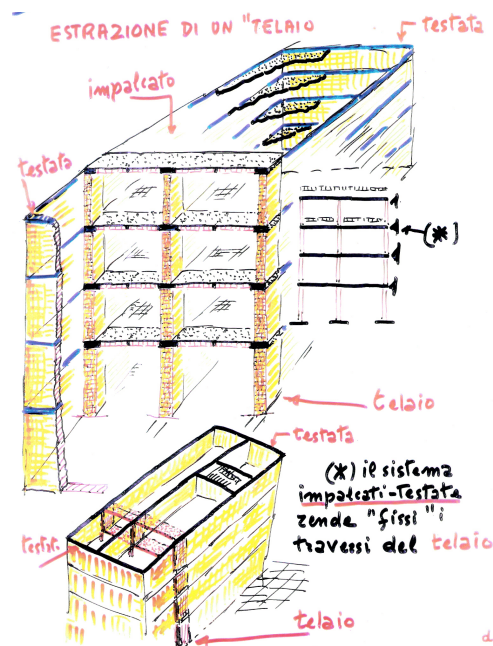
### SI DEVE CONTROLLARE:

- a) la corretta distribuzione dei tagli tra i maschi murari: i più rigidi devono presentare tagli e momenti maggiori
- b) i valori delle caratteristiche di resistenza adottati per la muratura:  $f_k$ ,  $f_{vko}$ ,  $\gamma_m$ ,  $f_d$
- c) lo svolgimento delle verifiche per tutti gli elementi resistenti considerati nel modello:  
le fasce di piano spesso sono considerate nel modello di calcolo ma poi non vengono verificate (ATT.: POR)
- d) le verifiche a taglio dei maschi murari: sono difficili da soddisfare per azioni sismiche superiori a 0.15-0.20 g
- e) le verifiche a taglio delle fasce di piano: in genere possono essere soddisfatte solo per azioni molto basse

# LA SCHEMATIZZAZIONE DELLA PARETE PER LA VERIFICA AL DI FUORI DEL PIANO

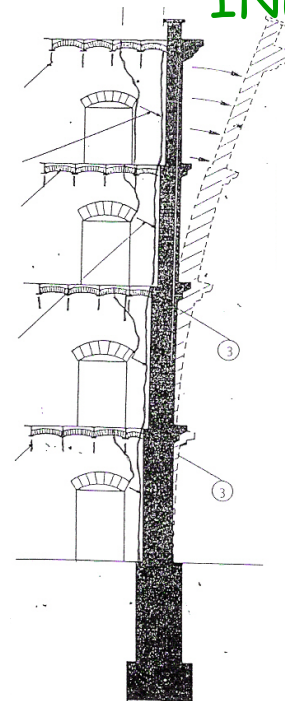
Lo schema strutturale da adottare dipende dalla efficienza dei collegamenti della parete con gli impalcati

## COLLEGAMENTI EFFICIENTI



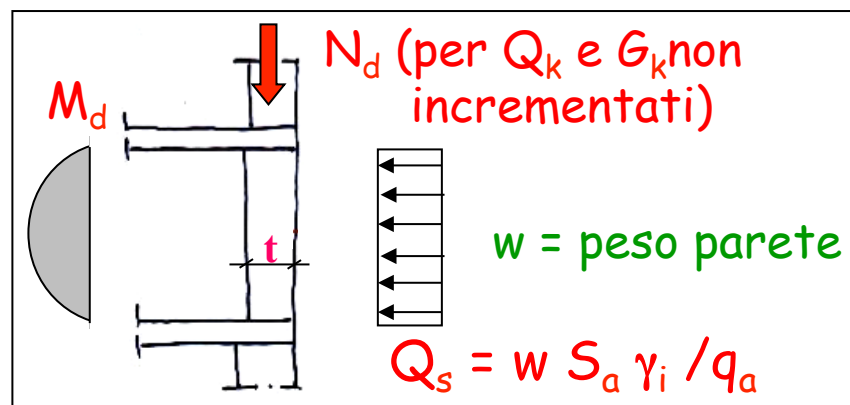
Lo schema è quello di telai a nodi fissi. Si può semplificare in trave continua a più campate o in campate singole appoggiate.

## COLLEGAMENTI INEFFICACI



Lo schema è quello di mensola a tutt'altezza. Il problema è di equilibrio. Si studiano i meccanismi.

# Le verifica delle pareti per le azioni sismiche trasversali nel caso di Collegamenti Efficienti - (par.7.8.1.5.2 e par.7.2.3)



Lo schema di calcolo è di trave appoggiata

Le azioni di calcolo

La verifica a pressoflessione

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[ \frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)} - 0.5 \right]$$

← amplificazione per l'altezza

← amplificazione per risonanza ( $T_a \approx T_1$ )

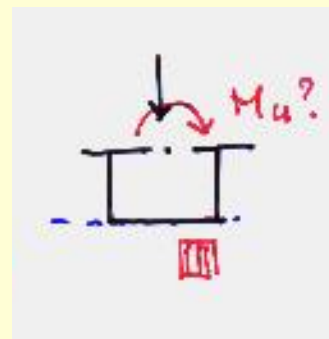
per  $T_a = 0$  (periodo elemento)

$$S_{a \max} = 2,5 S a_g / g$$

$q_a = 3$  (fattore di struttura)

Per II cat. suolo B:

$$Q_s = w \times (2,5 \times 1,25 \times 0,25 / 3) = 0,26 w$$



Per

$$N = N_d$$

$$\sigma_0 = N/A$$

deve risultare:

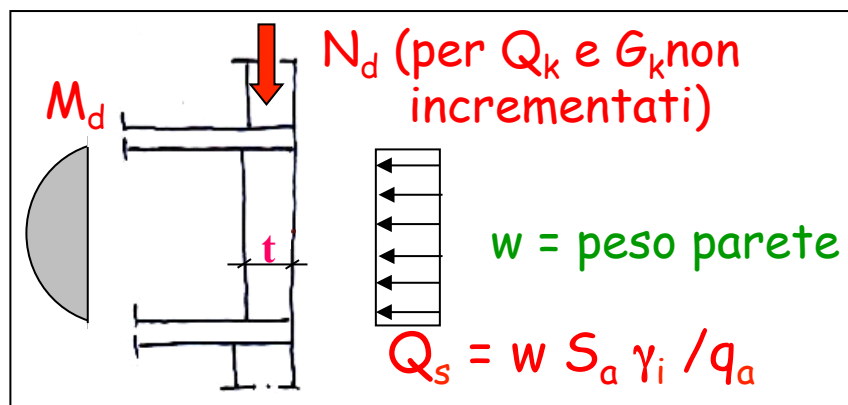
$$M_d \leq M_u$$

essendo:

$$M_u = (\sigma_0 L t^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0.85 f_d)$$



# Le verifica delle pareti per le azioni sismiche trasversali nel caso di Collegamenti Efficienti - ESEMPIO



$h = 3,5 \text{ m}$	$t = 30 \text{ cm}$
$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$	$w = 4,8 \text{ kN/m}^2$
$T_a = 0$	$q_a = 3$
$a_g = 0,25g$ (II cat.)	$\gamma_i = 1$
	$S = 1,25$ (suolo B)

$Q_s = 0,26 \times 4,8 = 1,25 \text{ kN/m}^2$

$M_d = 1,25 \times 3,5^2 / 8 = 1,91 \text{ kNm/m}$

$N_d = 90 \text{ kN/m}$  (carichi verticali)

$\sigma_0 = 9000 / 30 \times 100 = 0,3 \text{ MPa}$

Il calcolo delle  
caratteristiche della  
sollecitazione

La verifica a  
pressoflessione

Resistenza del materiale:  
 $f_k = 3 \text{ MPa}$      $f_d = 1,5 \text{ MPa}$   
 $0,85 f_d = 1,28 \text{ MPa}$

Momento ultimo della parete:  
 $M_u = (\sigma_0 L t^2 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d) =$   
 $= (3 \times 100 \times 30^2 / 2) \times (1 - 3 / 12,8) =$   
 $= 103360 \text{ kgcm/m} = 10,3 \text{ kNm/m}$

$M_d \ll M_u$

## IL CONTROLLO SULLA PROGETTAZIONE

### VERIFICHE DEGLI ELEMENTI FUORI PIANO (coll.eff.)

#### SI DEVE CONTROLLARE:

- a) la corretta valutazione delle azioni orizzontali locali
- b) la verifica deve essere indipendente da quella svolta per i carichi verticali (con le eccentricità  $e_1$ ,  $e_2$  etc.)
- c) queste verifiche sono quasi sempre ampiamente soddisfatte
- d) qualche piccolo problema potrebbe esistere solo per i maschi murari molto poco caricati o all'ultimo piano
- e) se non sono soddisfatte in maniera sistematica sicuramente è stato commesso qualche errore

Le verifica delle pareti per le azioni sismiche trasversali  
nel caso di Collegamenti Non Efficienti

ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI  
(O.P.C.M. e Istruzioni N.T.C. 08)

Si tratta della verifica dell'equilibrio per un sistema labile  
(es. verifica al ribaltamento della parete di facciata)

Si deve svolgere per tutti i possibili meccanismi locali ritenuti  
significativi per l'edificio

Individuare un possibile meccanismo significa trasformare una  
parte della costruzione in un sistema di tratti rigidi una volta  
labile (catena cinematica) sulla base delle possibili sezioni di  
rottura che, per la scarsa resistenza a trazione della  
muratura, possono ruotare o scorrere tra loro.

Oltre a considerare i blocchi rigidi si ipotizza ancora:

- Resistenza nulla a trazione alle estremità dei blocchi
- Resistenza infinita a compressione
- Assenza di scorrimento tra i blocchi

Noti i carichi verticali agenti e le forze orizzontali si può verificare l'equilibrio (soddisfatto o non soddisfatto)

Oppure si possono individuare le forze orizzontali (come aliquota dei carichi verticali) che portano al limite di equilibrio il sistema (determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi verticali  $\alpha_0$  di attivazione del meccanismo)

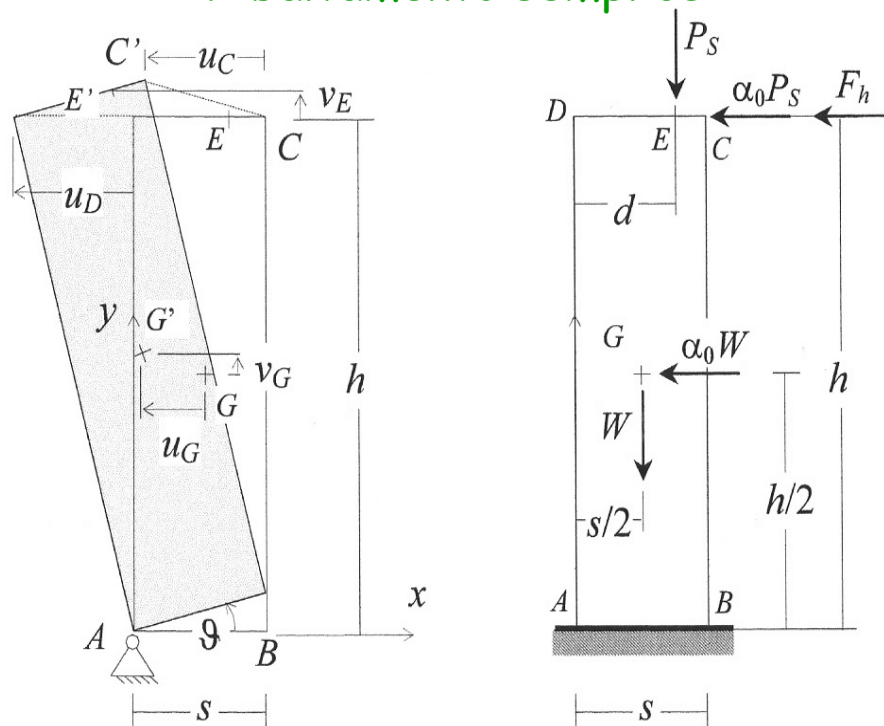
Dal moltiplicatore  $\alpha_0$  attraverso uno spettro di risposta elastico ridotto col fattore di struttura si può risalire all'accelerazione del terreno che attiva il meccanismo (analisi cinematica lineare - verifica di resistenza)

# Analisi dei meccanismi locali

$$\alpha_0 \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

L'equilibrio si può imporre applicando il P.L.V. per i sistemi rigidi

## Ribaltamento semplice



$L_{fi}$  = lavoro di eventuali forze interne (in genere = 0)

$\delta_i$  = spostamenti virtuali dei punti di applicazioni delle forze (dipendono da un solo parametro)

$P_i$  = forze direttamente applicate (peso proprio o scarichi solai) (W)

$P_j$  = forze non direttamente applicate (peso delle masse di competenza)

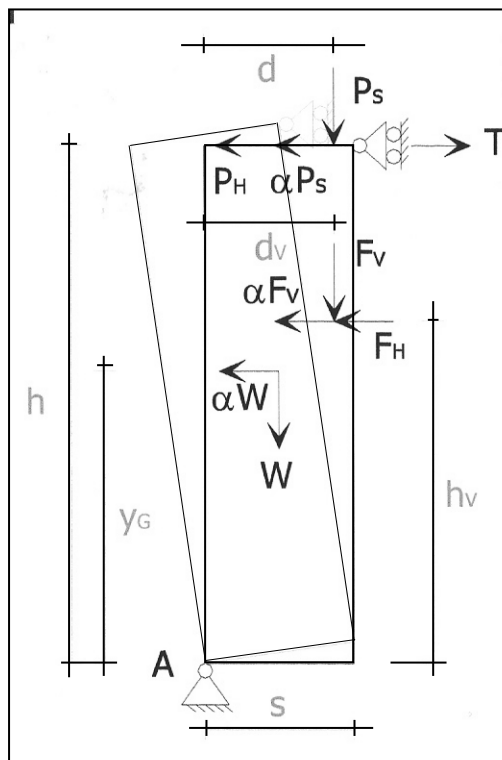
$F_h$  = forze non associate a masse (ad es. tiranti o spinte di volte)



## Analisi dei meccanismi locali

Nel caso del Ribaltamento Semplice è facile scrivere direttamente l'equazione di equilibrio

Equilibrio alla rotazione intorno al punto A



- momento stabilizzante:

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

- momento ribaltante:

$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

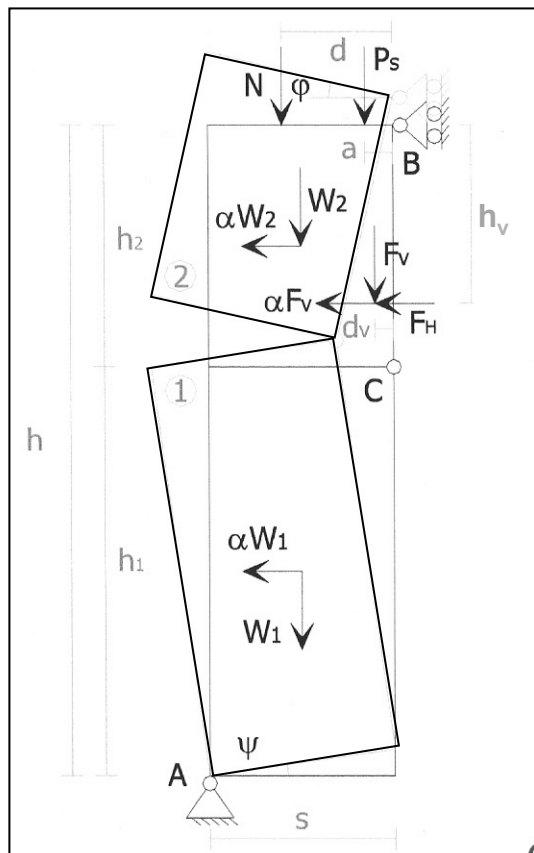
- dall'eguaglianza tra i due:

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

## Analisi dei meccanismi locali

### Il caso del meccanismo da Flessione Verticale (instabilità verticale) della parete di facciata

$$\alpha [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}] + F_H \cdot \delta_{Vx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$



La posizione della cerniera intermedia va trovata in modo da rendere minimo  $\alpha$

Gli spostamenti sono tutti funzione dell'unico parametro  $\psi$ , che poi scompare

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

$$\text{con } \mu = h/h_2$$

## LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - O.P.C.M.

Il moltiplicatore  $\alpha_0$  (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale ( $a_0^*$ ), determinando la massa partecipante ( $M^*$ ) al meccanismo

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

$\delta_i$  = spostamenti orizzontali virtuali  
dei punti di applicazioni delle  
forze associate a masse (pesi)

$g$  = accelerazione di gravità

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*}$$

La verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale ( $a_0^*$ ) con quella dello spettro elastico ridotto col fattore  $q$

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q} \left( 1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$

$a_g$  = accelerazione del terreno (es. 0.25)

$q$  = fattore di struttura = 2

$Z$  = altezza del baricentro dei pesi associati a masse

$H$  = altezza dell'elemento strutturale

## LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - Istruzioni N.T.C. 08

Il moltiplicatore  $\alpha_0$  (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale ( $a_0^*$ ), determinando la massa partecipante ( $M^*$ ) al meccanismo

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

$\delta_i$  = spostamenti orizzontali virtuali  
dei punti di applicazioni delle  
forze associate a masse (pesi)  
 $g$  = accelerazione di gravità

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC}$$

FC = fattore di confidenza

Per un elemento isolato o porzione di edificio appoggiata a terra  
la verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale  
( $a_0^*$ ) con l'accelerazione al suolo ridotta col fattore  $q$

$a_g$  = accelerazione al suolo  
 $q$  = fattore di struttura = 2

$$a_0^* \geq \frac{a_g S}{q}$$

Non si considera l'incremento di  
accelerazione per l'altezza e  
per il periodo [ $S_e(T=0)$ ]

## LA VERIFICA SEMPLIFICATA CON FATTORE DI STRUTTURA (ANALISI CINEMATICA LINEARE) - Istruzioni N.T.C. 08

Per una porzione di edificio posta ad una certa quota la verifica consiste nel confrontare l'accelerazione spettrale ( $a_0^*$ ) con quella dello spettro elastico ridotto col fattore  $q$  tenendo conto dell'altezza dal suolo

Nuova formulazione



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

$$S_e(T_1) = a_g F_0 S$$

$S_e(T_1)$  = spettro elastico delle accelerazioni  
 $T_1$  = primo periodo dell'intera struttura nella direzione considerata

$$\psi(Z) = Z / H$$

$\psi(Z)$  = primo modo di vibrare nella direzione considerata  
 $Z$  = altezza del baricentro della porzione di edificio analizzata

$$\gamma = 3N / (2N + 1)$$

$\gamma$  = coefficiente di partecipazione modale (formula approssimata)  
 $N$  = numero di piani dell'edificio