

**VERIFICA SISMICA DI EDIFICI
ESISTENTI IN MURATURA**

Parte 7:
**LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA:
VERIFICA PER I CARICHI VERTICALI
E VERIFICA SISMICA**



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 rigidezza.

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:

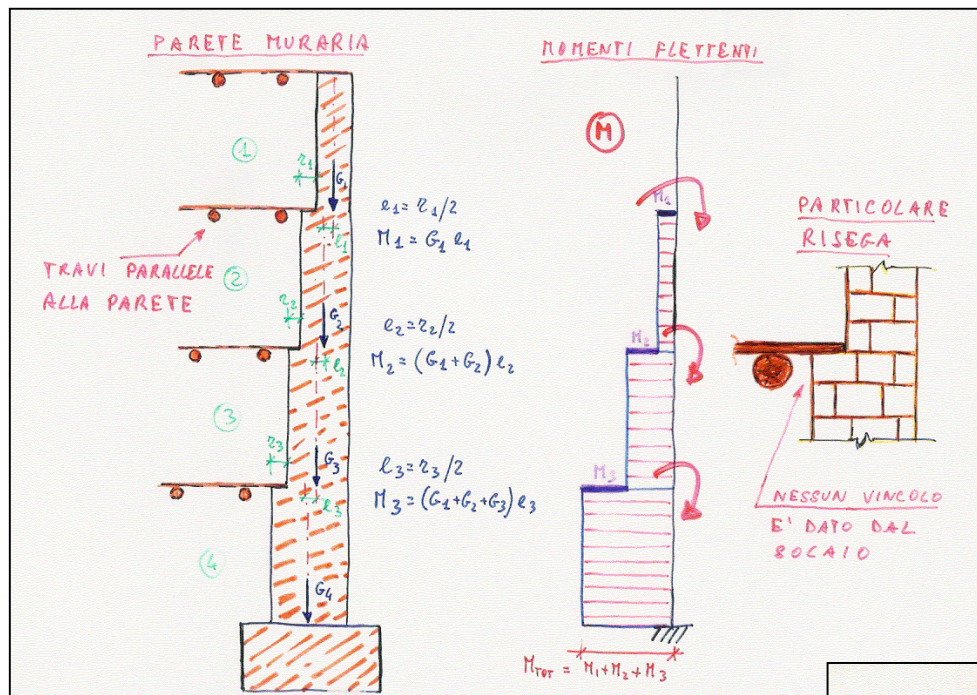
- nel proprio piano (pareti disposte di coltello)
- al di fuori del piano (pareti disposte di piatto)

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



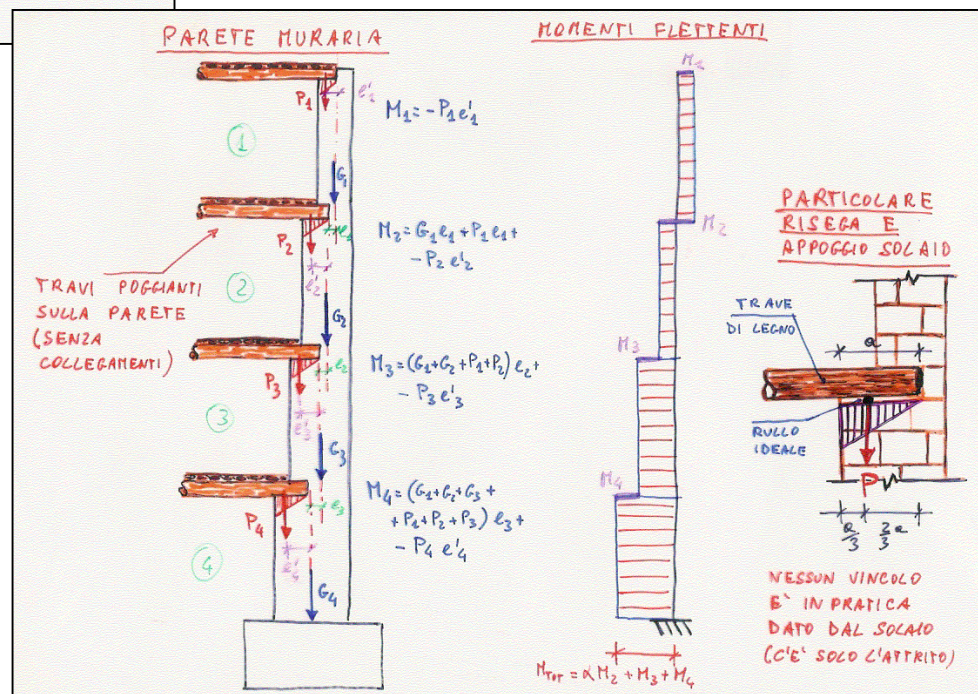
Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Le pareti degli edifici della 2^a classe

Solai paralleli

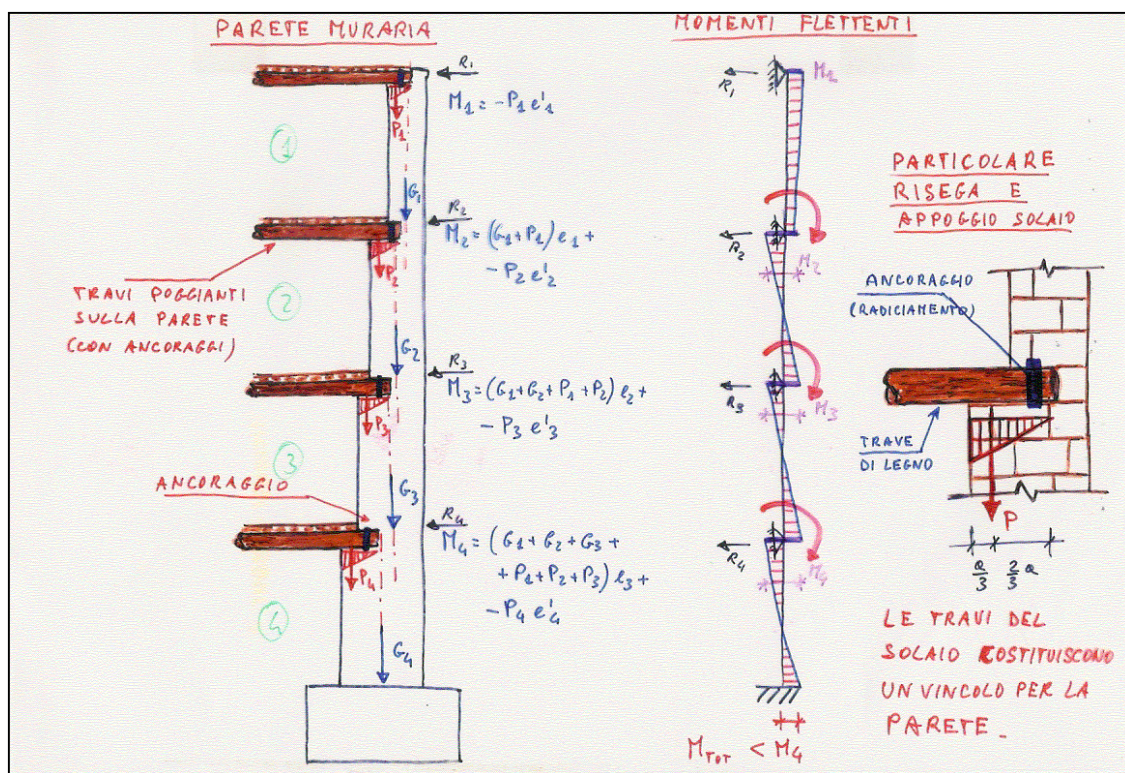
Pareti portanti il solaio

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 2^a classe con travi ancorate ai muri

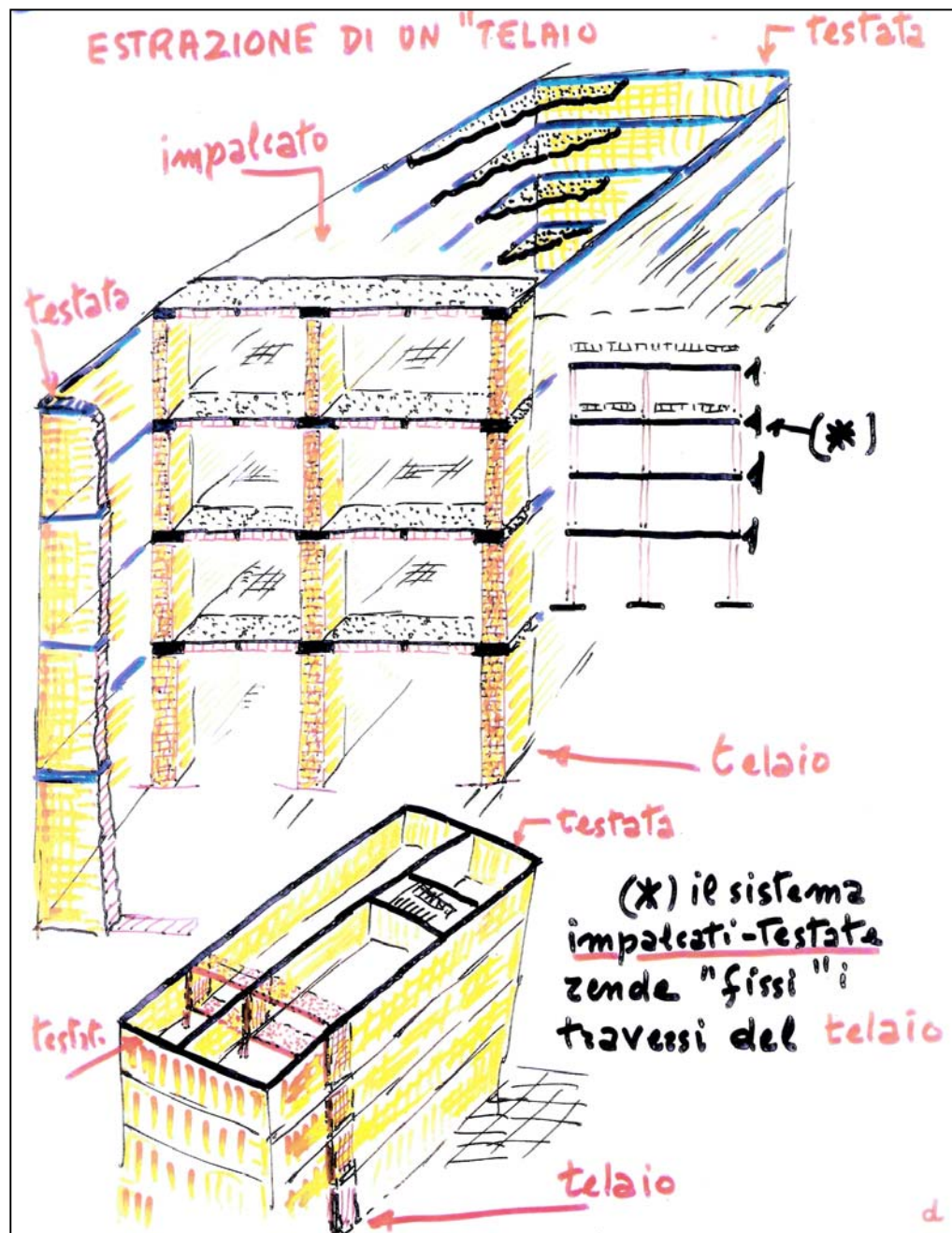


Lo schema è di trave continua
incastrata alla base

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^a classe**



Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

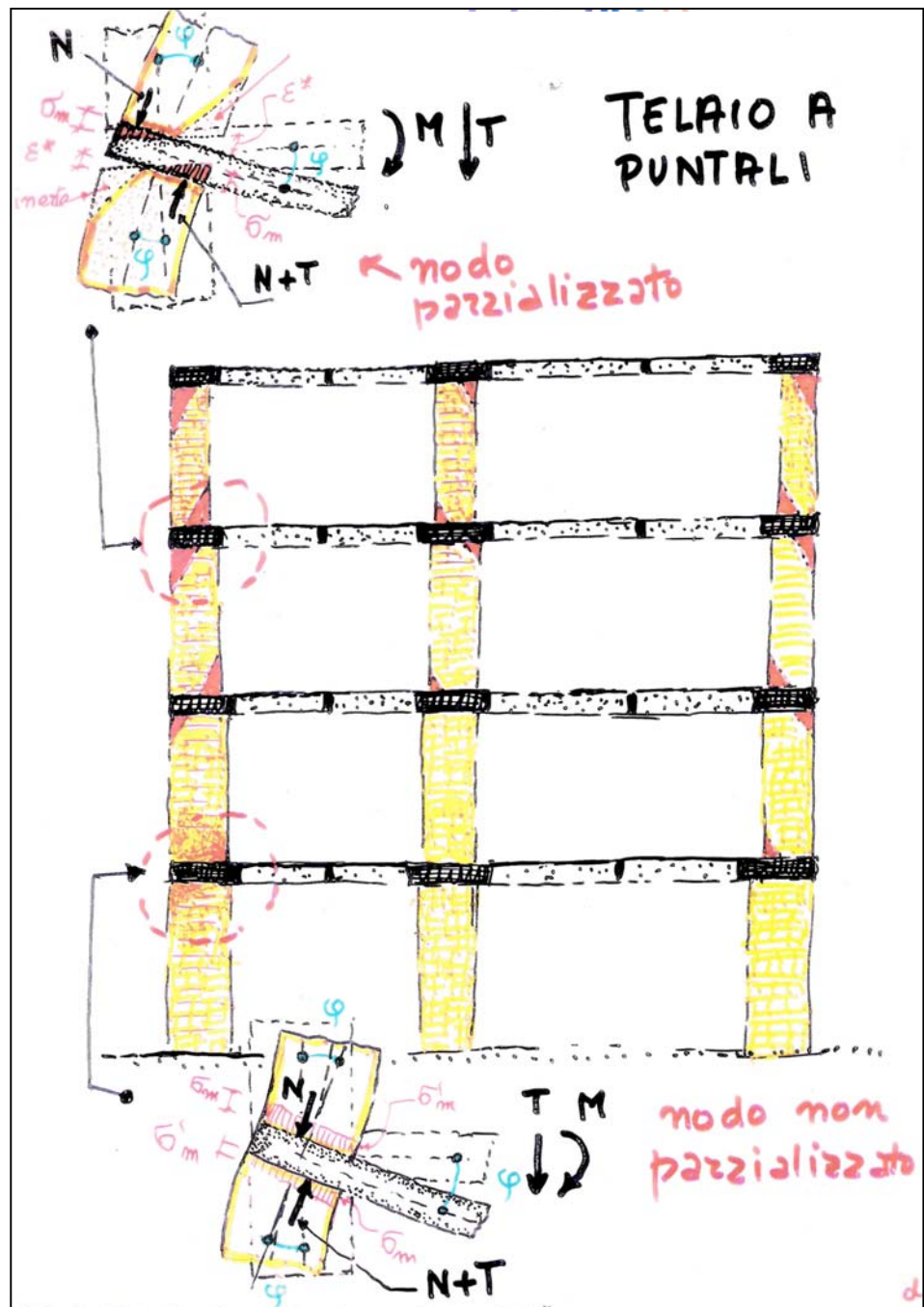
Le pareti degli edifici della 3^a classe formano un telaio trasversale con ritti a sezione variabile in funzione delle caratter. della sollecitazione

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

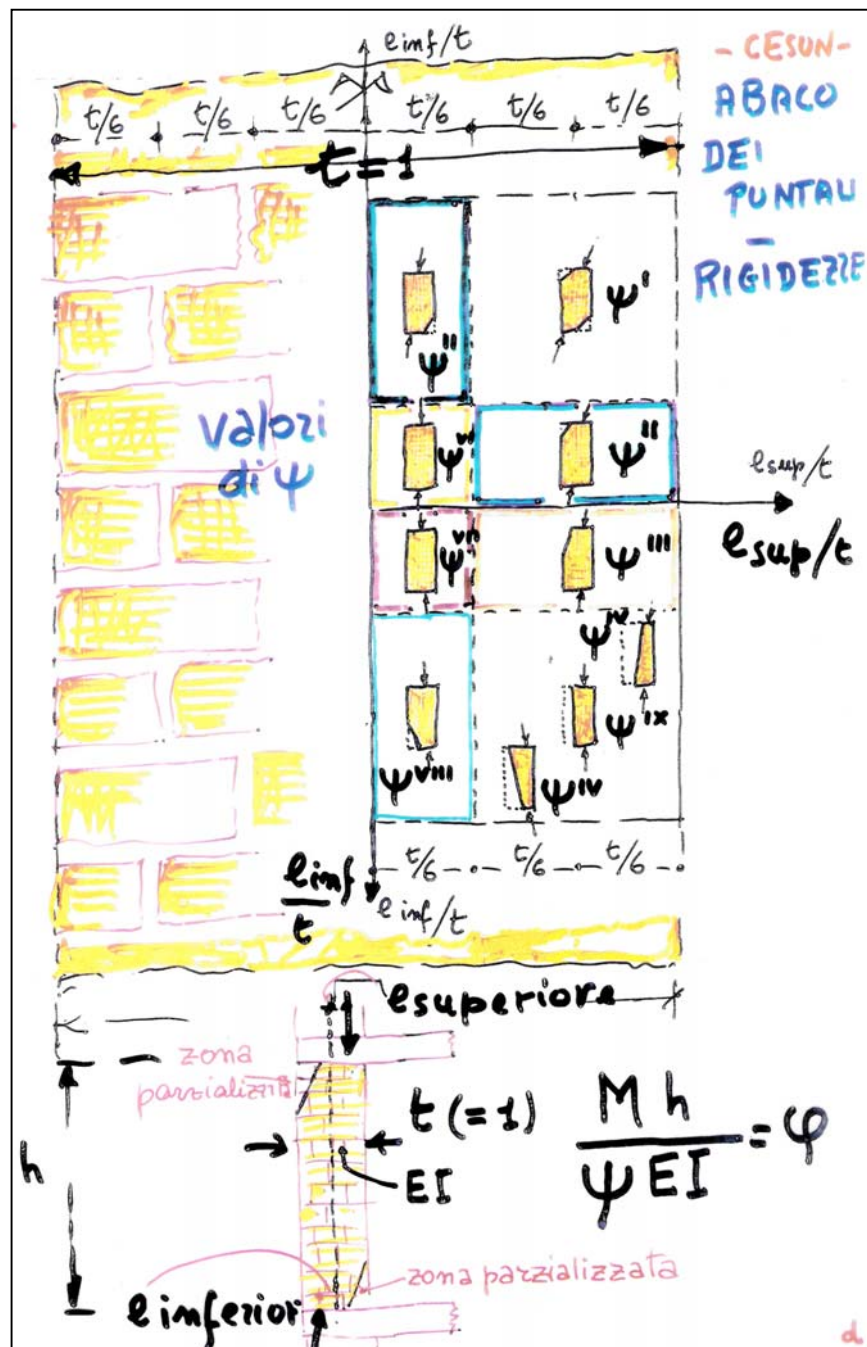


Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

Quadro delle possibili parzializzazioni agli estremi dei maschi murari

Le rigidezze dei maschi parzializzati nelle varie iterazioni si calcolano per mezzo dei coefficienti ψ

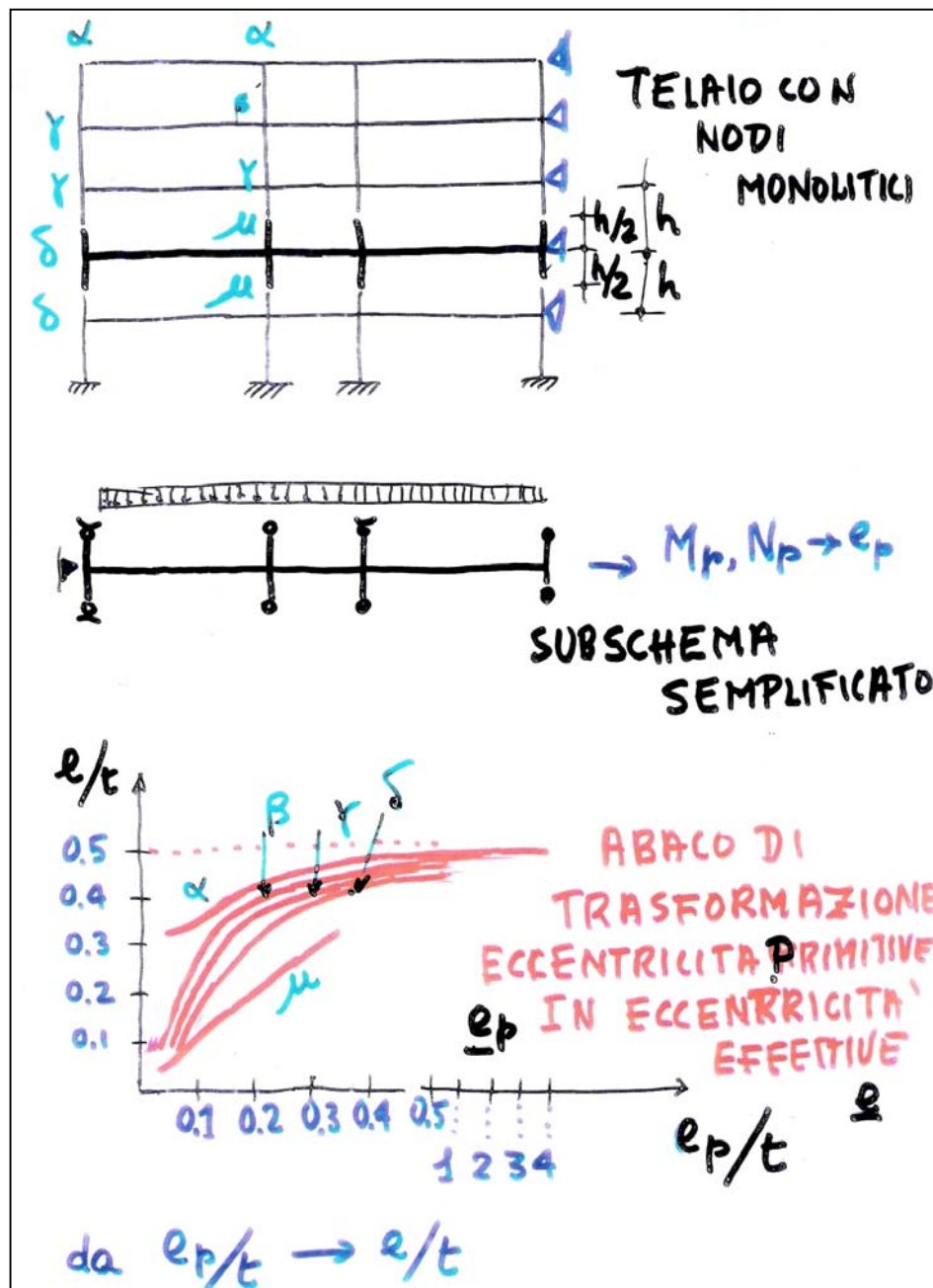
$$\psi = F(e_{\text{sup}}, e_{\text{inf}})$$



Le verifica delle pareti murarie per i carichi verticali

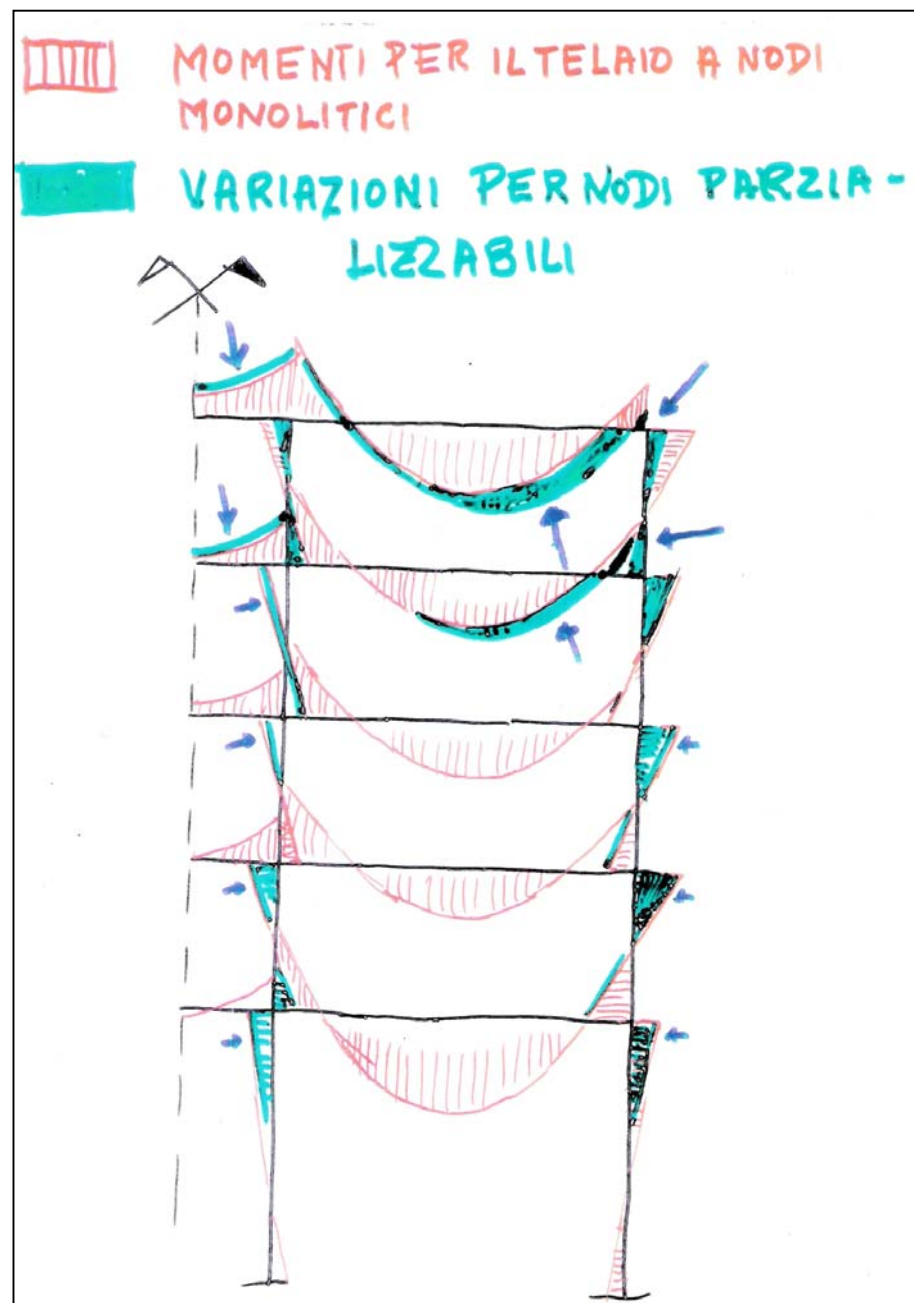
Soluzioni semplificate per i telai a ritzi parzializzabili

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



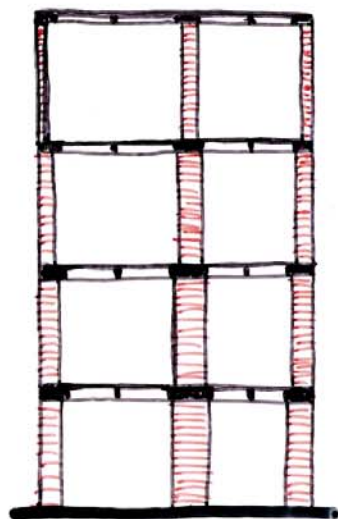
Le verifica delle pareti
murarie per i carichi
verticali

Effetti della parzializzazione
sulle sollecitazioni flettenti
del telaio

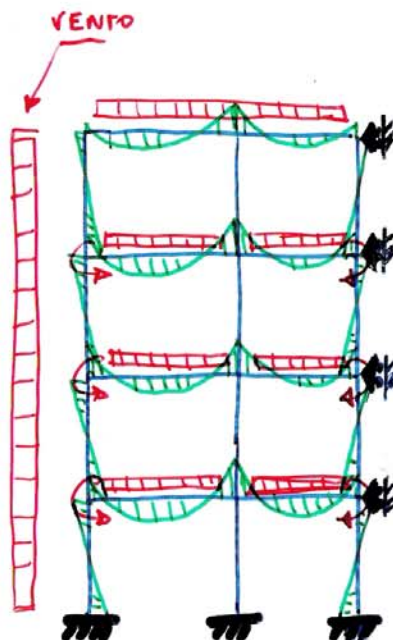


La verifica per i carichi verticali - Schemi semplificati

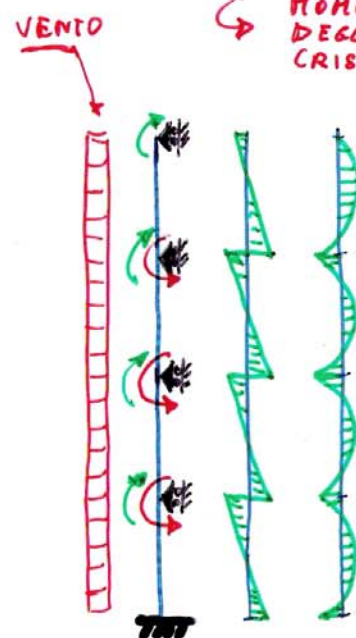
COMPORTAMENTO PER I CARICHI VERTICALI - SCHEMI SEMPLIFICATI



TELAIO
MURARIO
EFFETTIVO



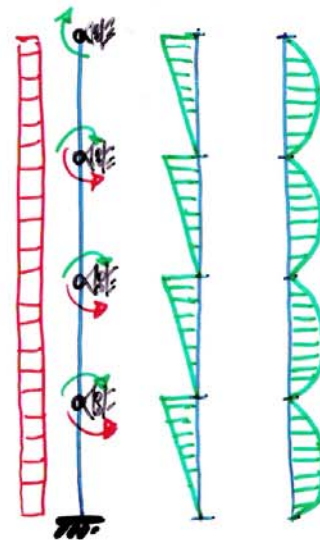
SCHEMA DI TELAIΟ
A NODI FISSI
CON RITTI PARZIA-
LIZZABILI



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:

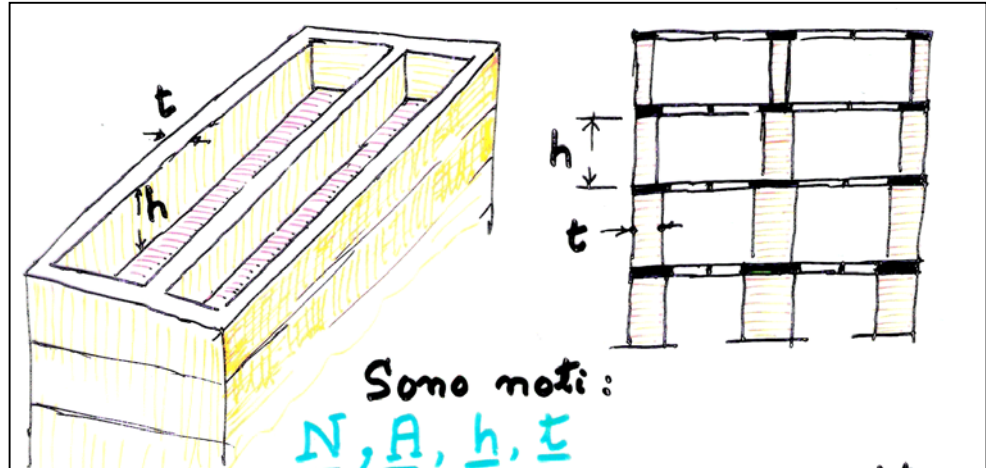
$$N_d \leq N_{rd}$$

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~~

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

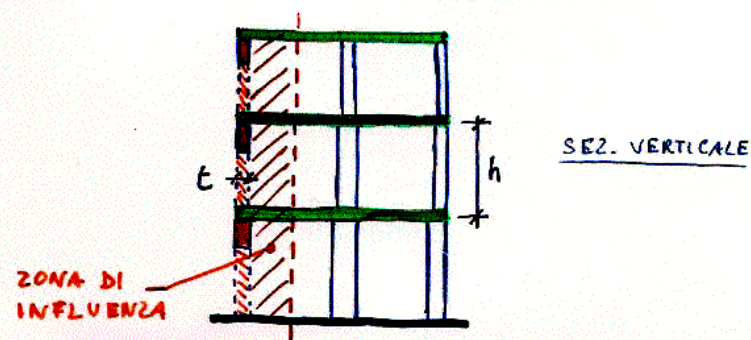
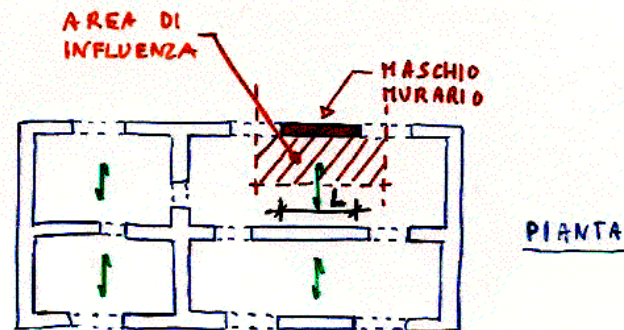
dove $\phi < 1$ è funzione di:

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

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



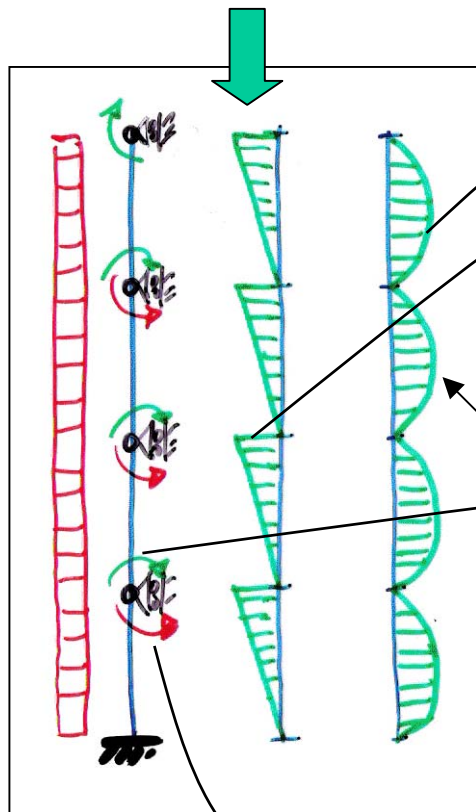
N

- E' DATO DAL
 - PESO PROPRIO DELLA MURATURA (DEL MASCHIO E DELLE PASCHE DI PIANO)
 - CARICO TRASMESSO DAI SOLAI
- 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



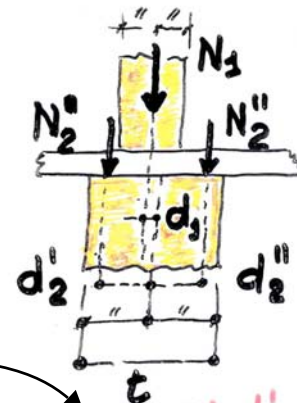
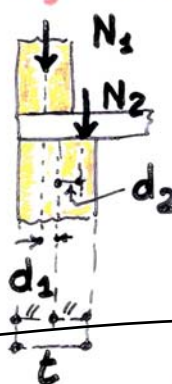
1) ECCENTRICITA' e di N

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)

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

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



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

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

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

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

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

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

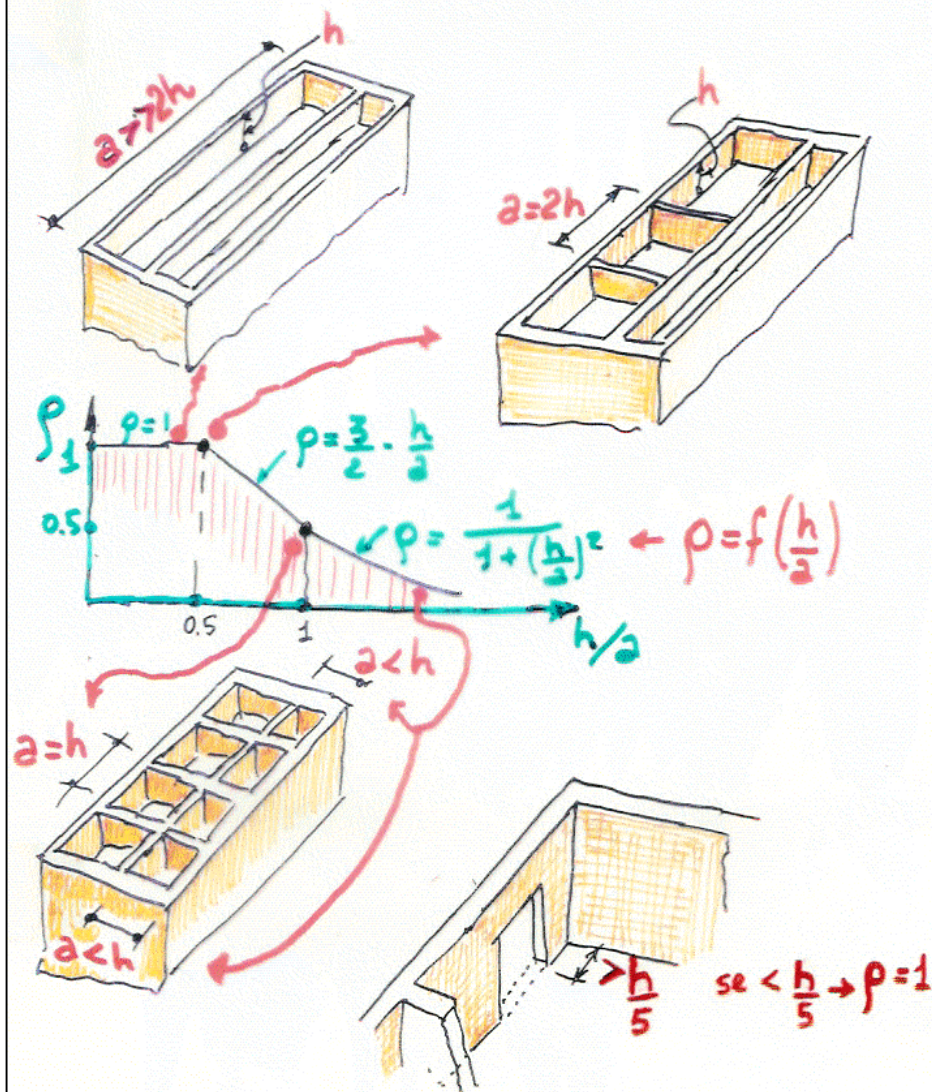
La verifica per i carichi
verticali
(par.4.5.6 - ex D.M.87)

Valutazione della snellezza

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

2) SNELLEZZA λ del muro.

$$20 > \lambda = \frac{h_0}{t} = 9 \frac{h}{t} ; \rho \leq 1 \text{ e } \rho = f\left(\frac{h}{a}\right)$$



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

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



TABELLA dei valori di ϕ per

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

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

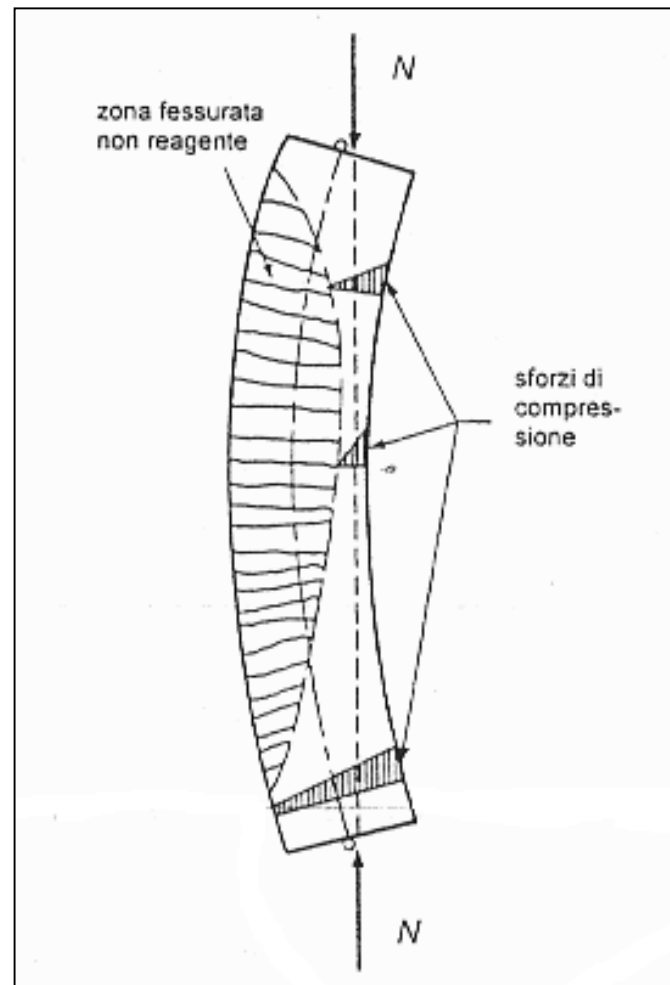
0.33 t

Instabilità delle colonne compresse in muratura

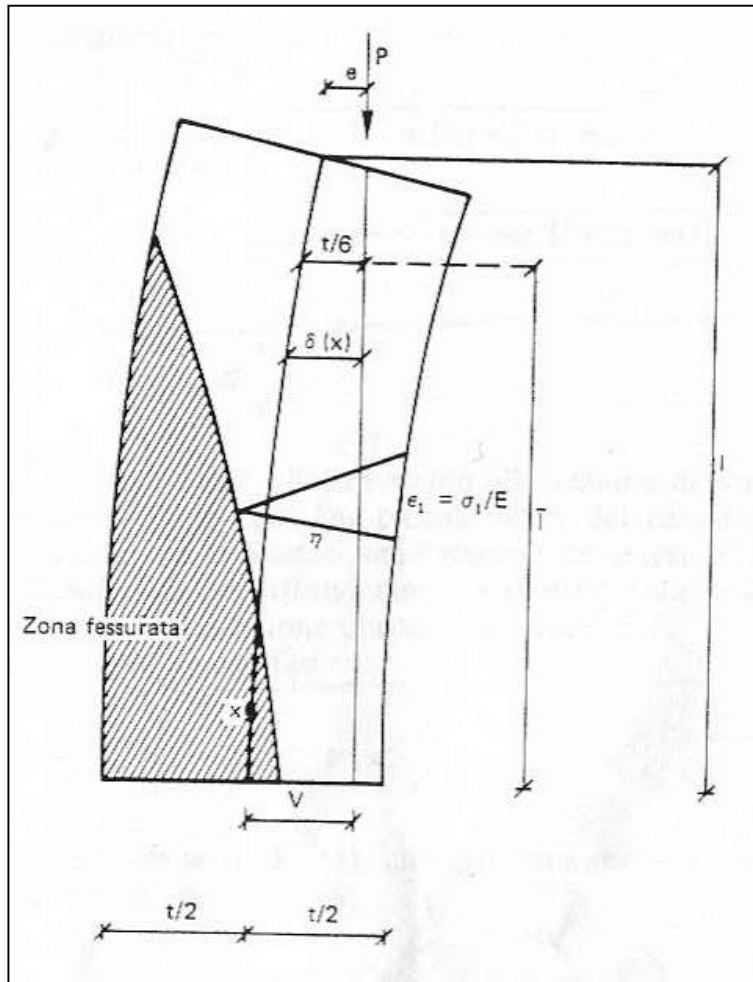
Sforzo normale eccentrico
sulle basi

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:

$$\frac{d^2\delta}{dx^2} = \frac{\varepsilon_1}{\eta} \quad \longleftarrow \text{curvatura}$$

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

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):

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

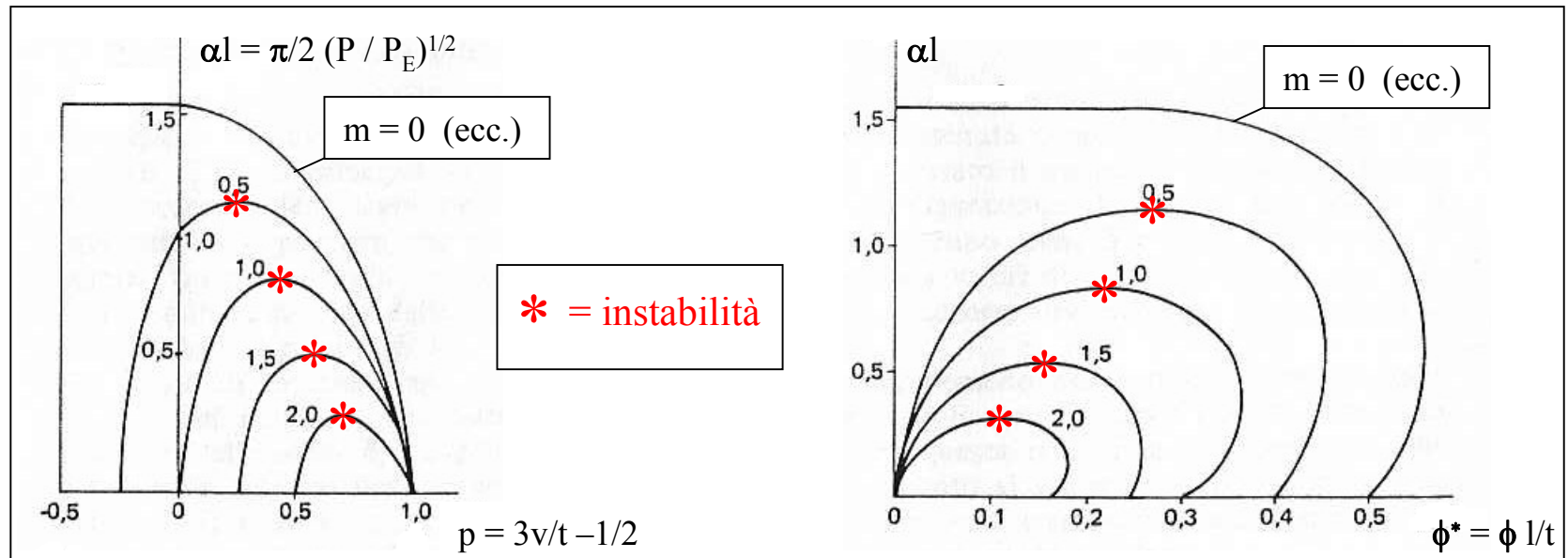
$$p = 3v/t - 1/2 \quad \text{spostamento max}$$

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

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

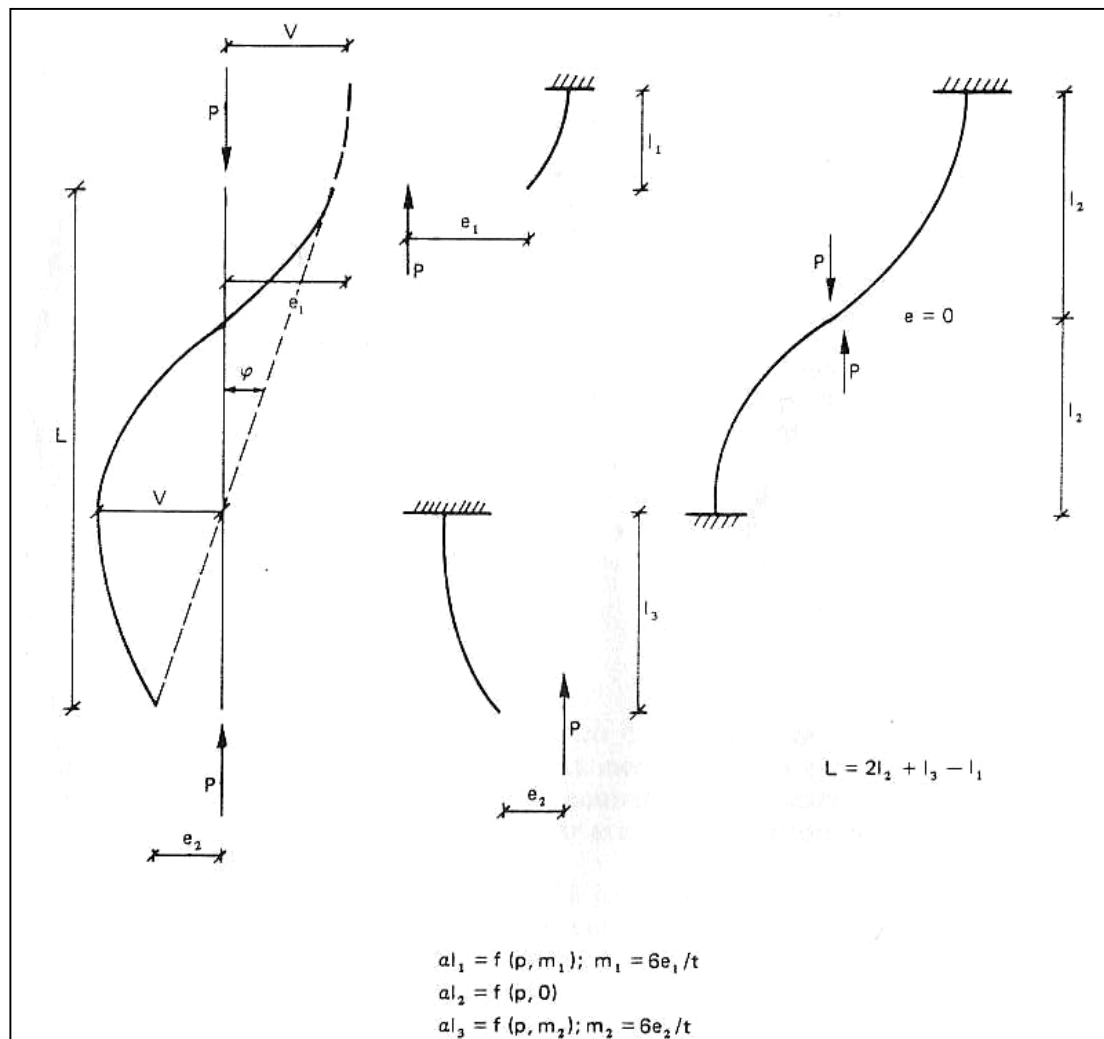
$$\alpha l = (P l^2 / EI)^{1/2} = \pi/2 (P / P_E)^{1/2}$$

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



Risoluzione per schemi diversi

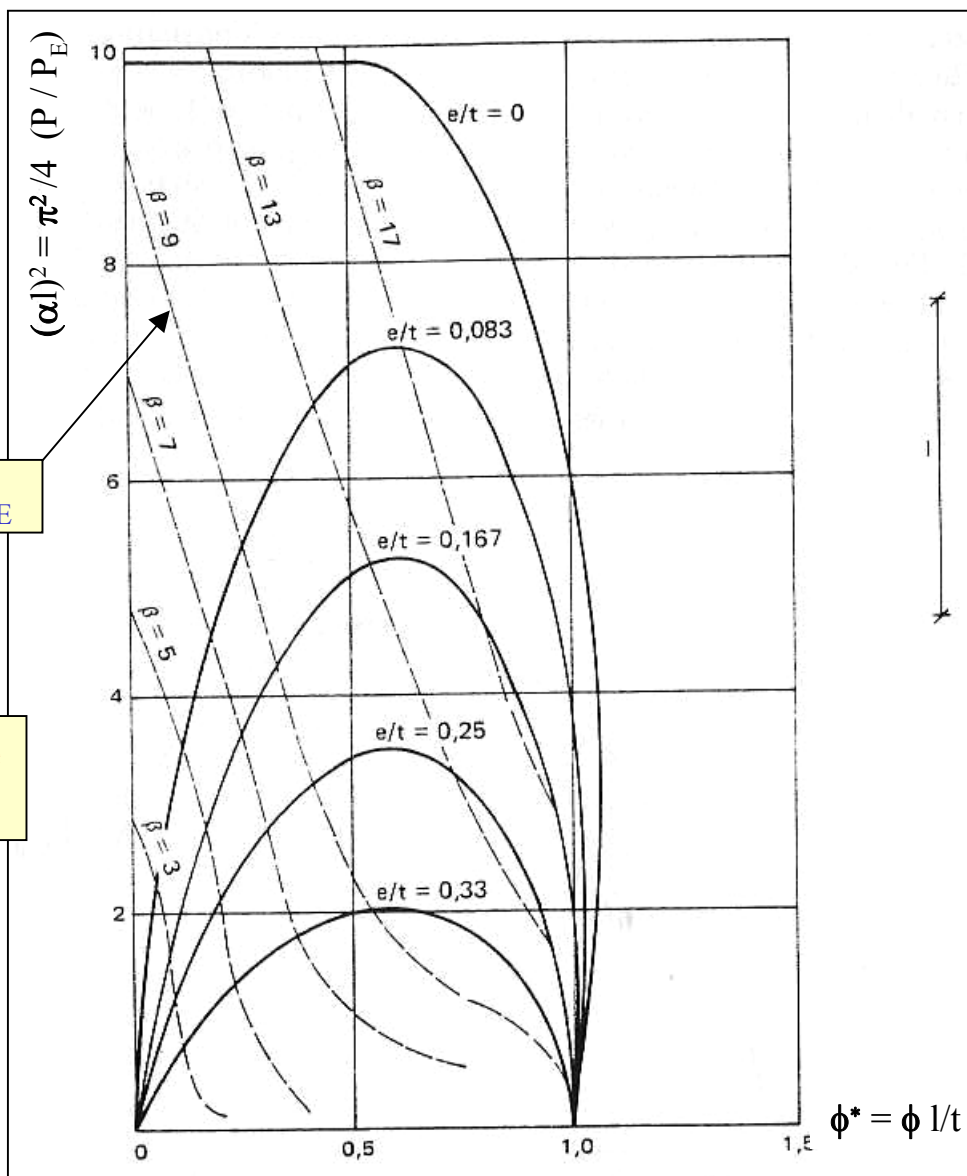
Combinazione delle soluzioni del caso di base



Limitazioni delle curve per resistenza finita a compressione

$$\beta = 12 (\sigma_u / E) (l^2 / t^2) = \pi^2 P_u / P_E$$

σ_u = resistenza a compressione
della muratura



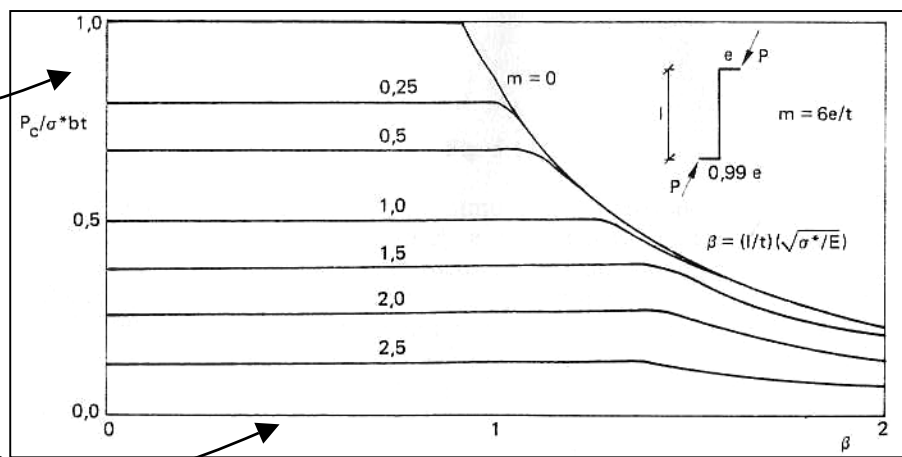
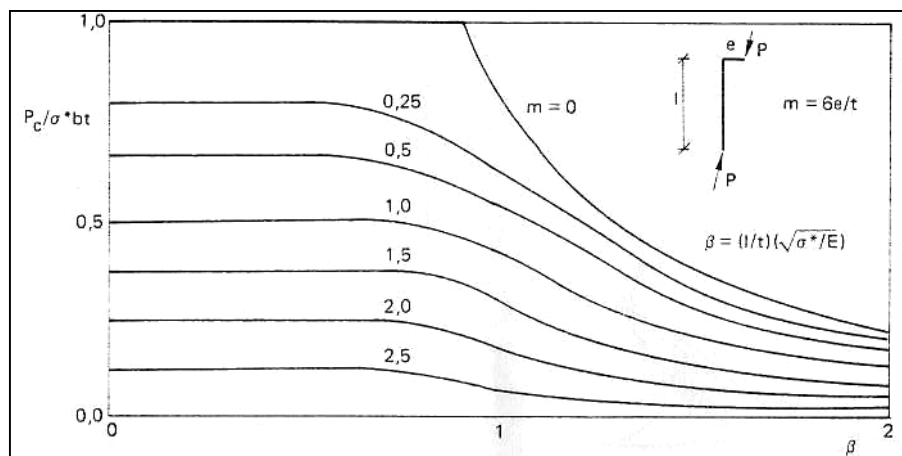
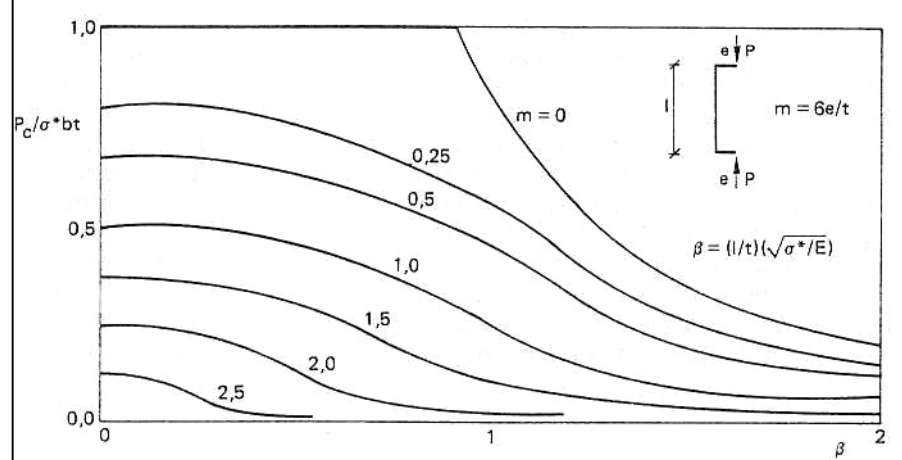
Le curve di stabilità

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

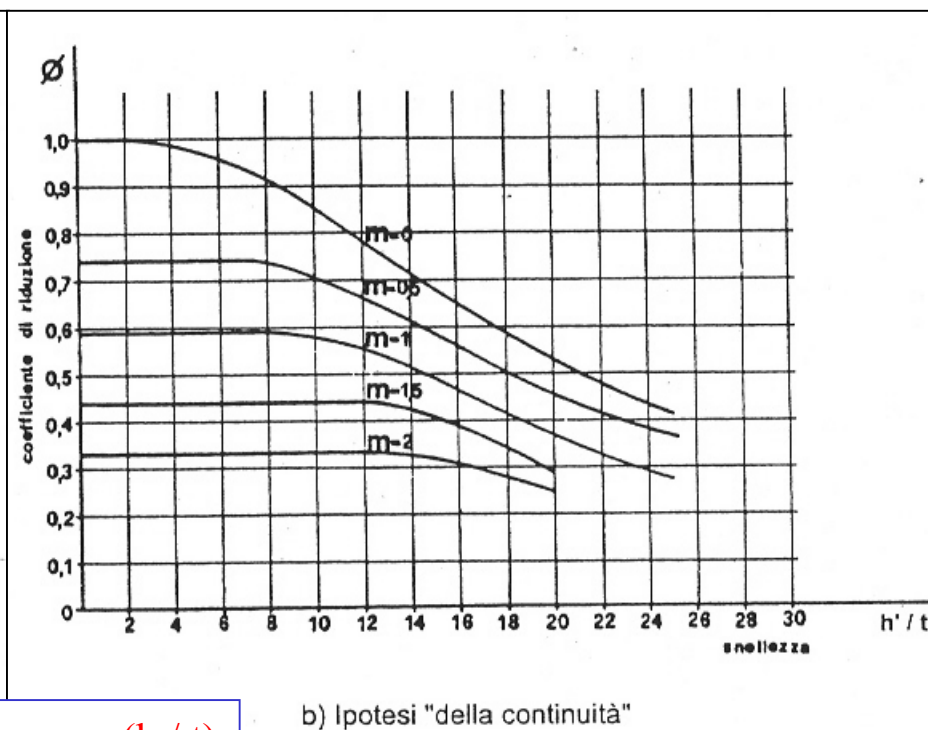
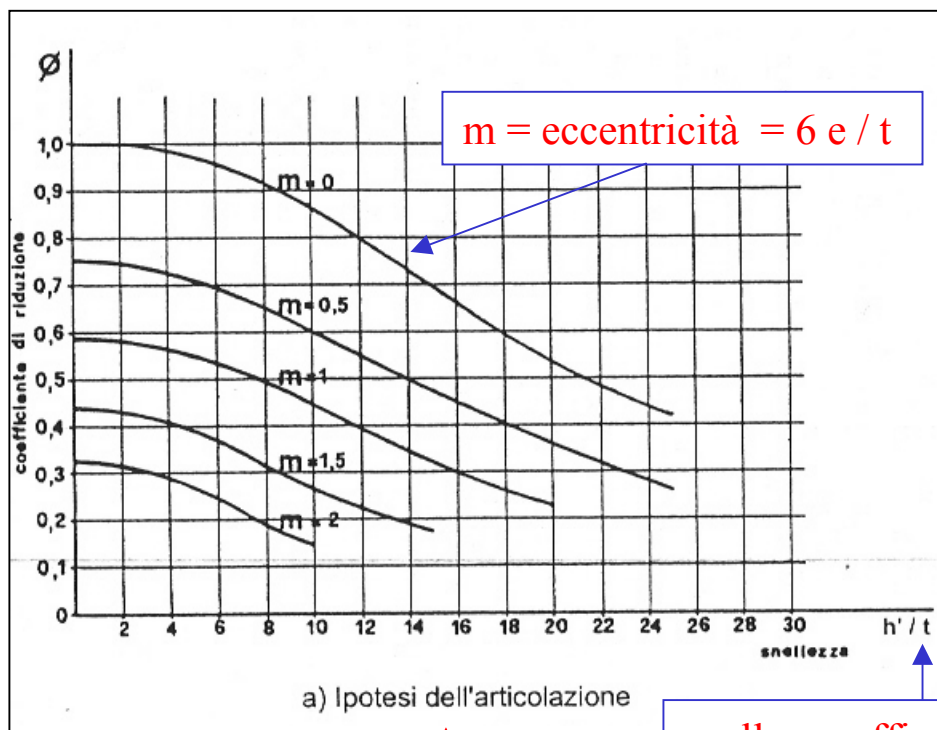
Tengono conto sia della rottura a compressione che per instabilità

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

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



Il coefficiente ϕ riduttivo della resistenza - D.M.20/11/87



snellezza efficace = $\rho (h / t)$

Muri appoggiati ai solai

Muri continui (telaio o trave continua)

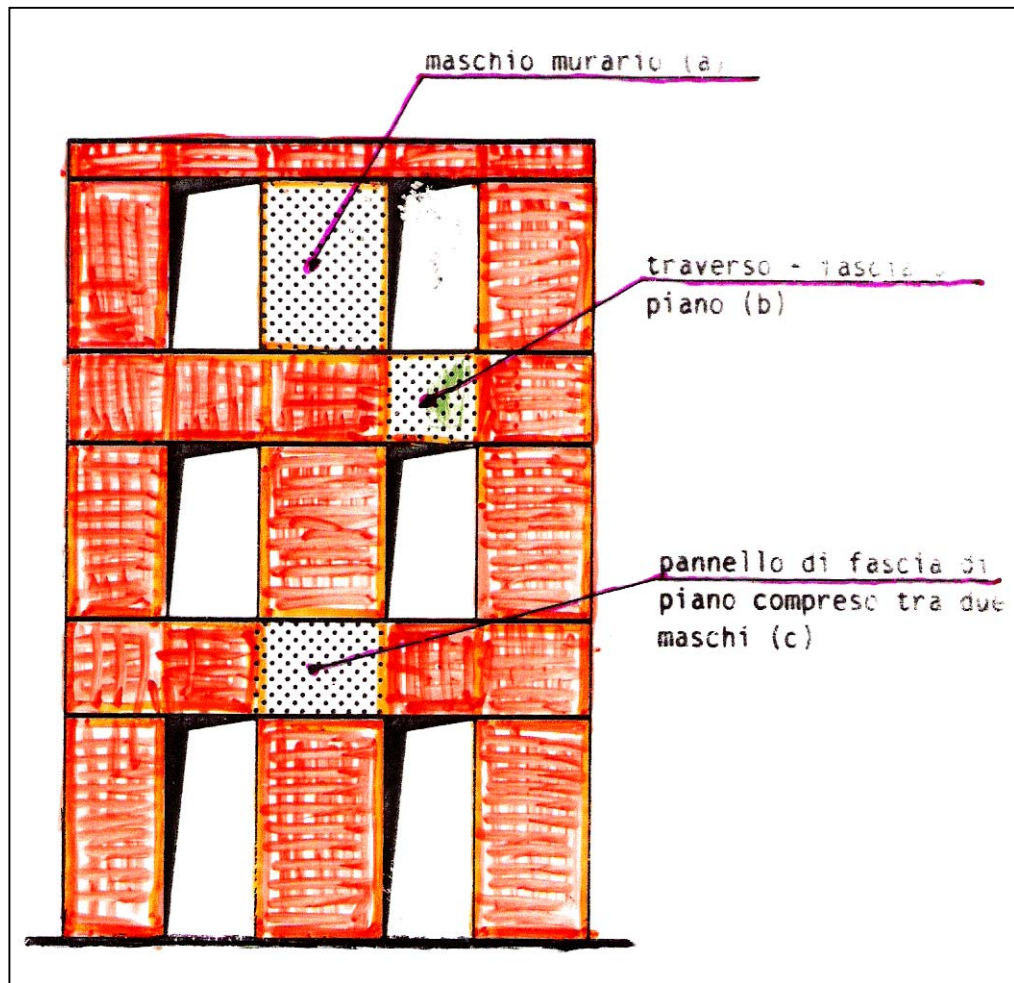
La verifica delle pareti murarie per i **CARICHI VERTICALI (edifici nuovi)**

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



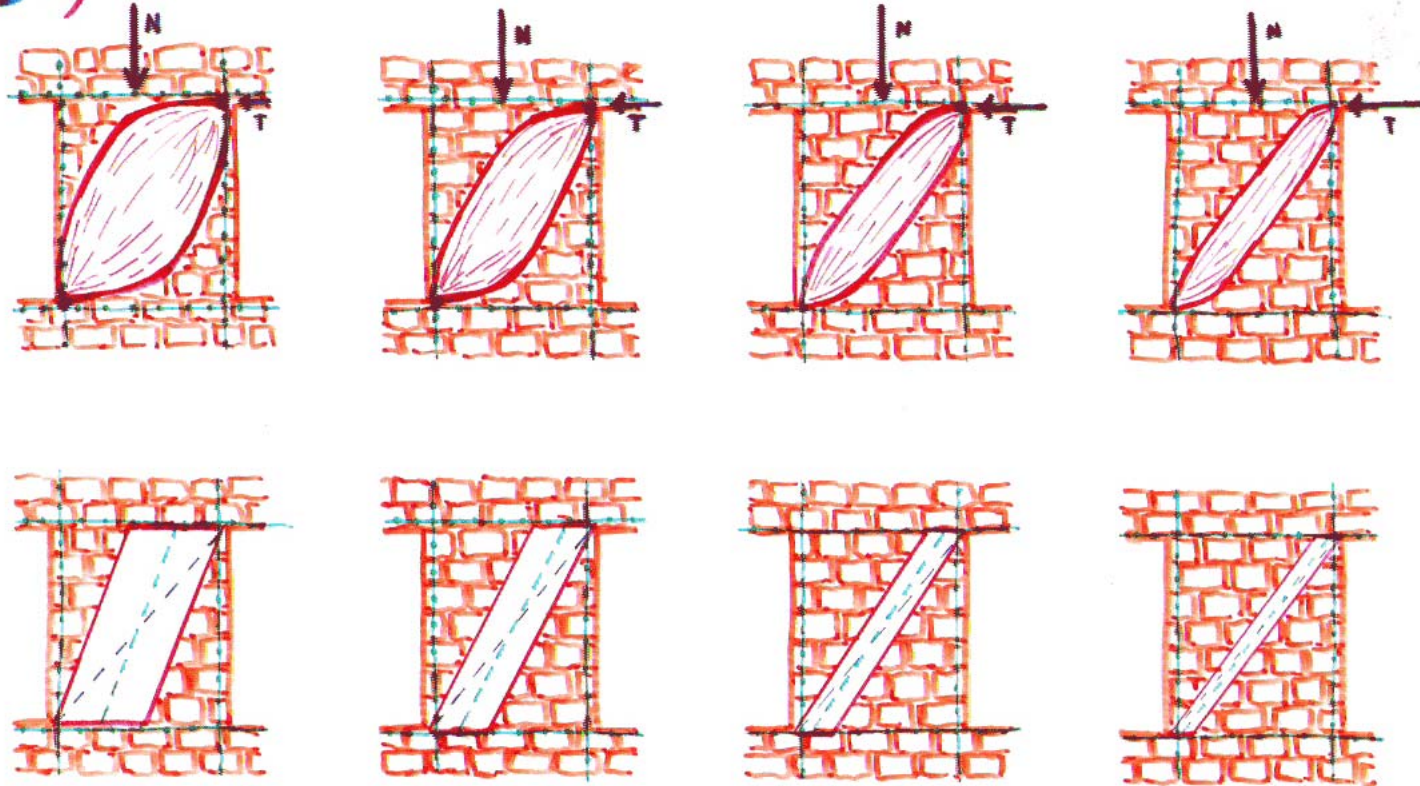
La parete muraria si può considerare costituita da un insieme di pannelli di materiale non resistente a trazione

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

Il comportamento effettivo è spiccatamente non lineare

(cIII 2) PANNELLO: SCHEMA DI COMPORTAMENTO

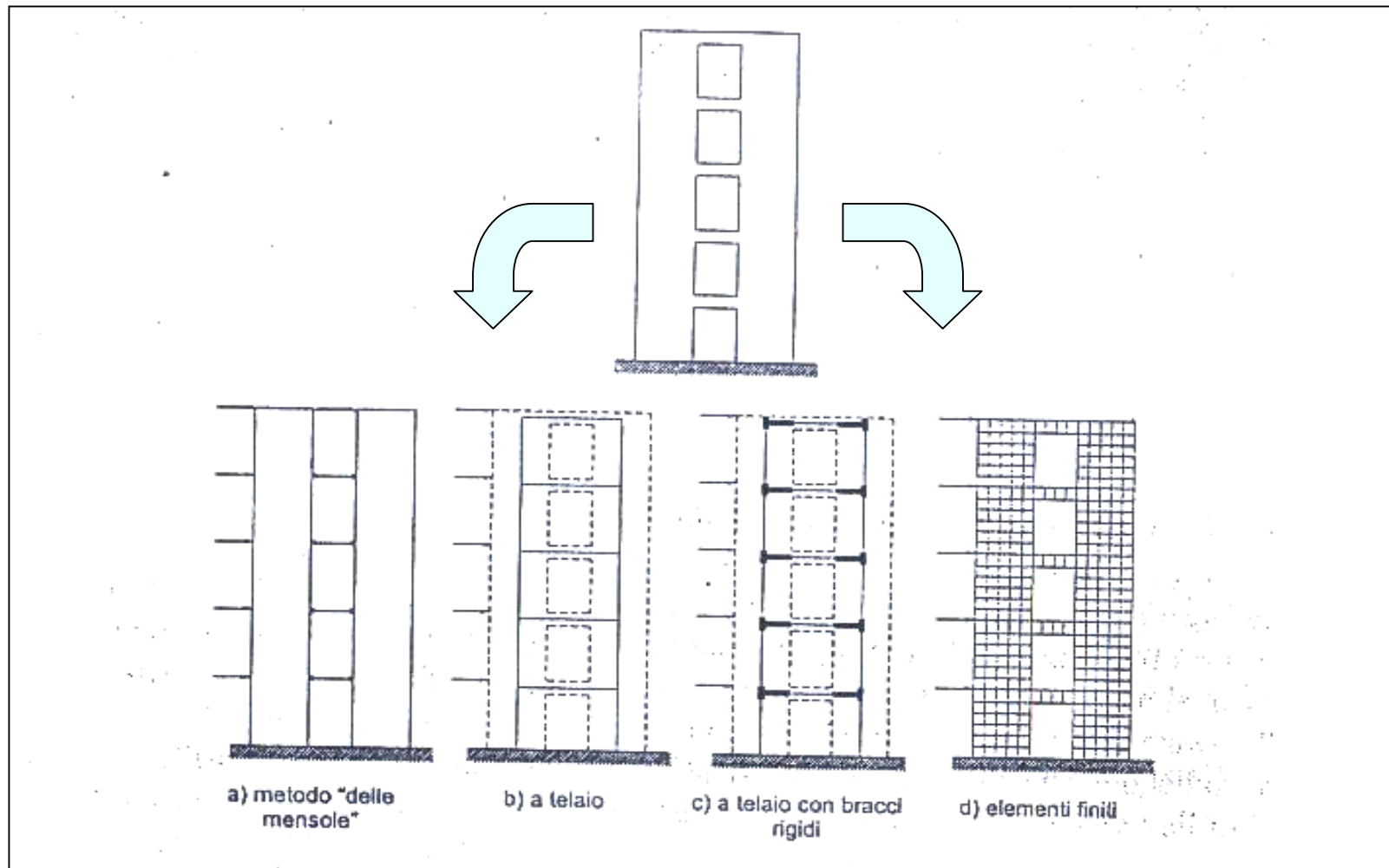
- CESUN -



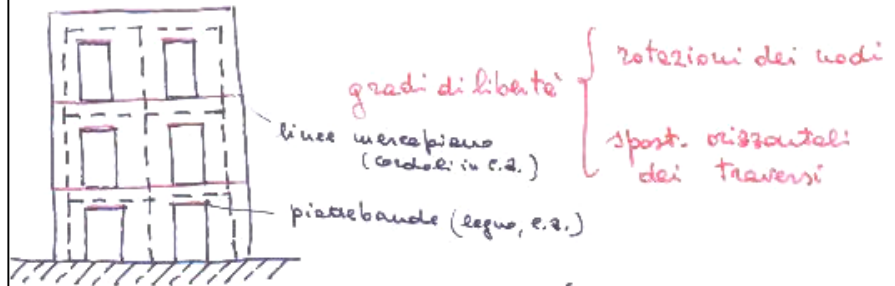
~
al crescere di T rispetto ad N

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

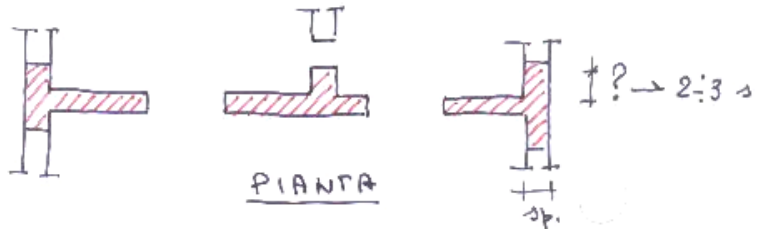


PARETE FORATA = TELAIO PIANO



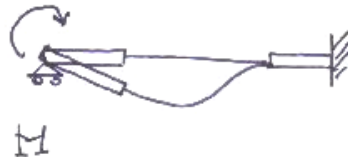
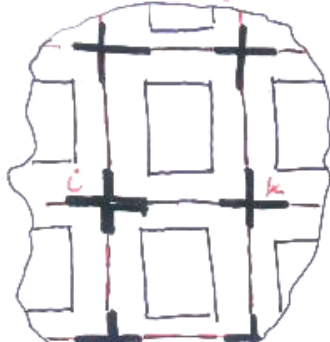
traversi = fessure di piano h  cordolo di piano I
piattabande $I_g = \frac{1}{12} b h^3$

zitti = muretti murari con collaborazione dei muri ortogonali: (sezioni a T, L o doppiato T)



deformabilità a taglio $\left[\frac{X_T}{GA} \right]$

Aste con tratti rigidi di estremità



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

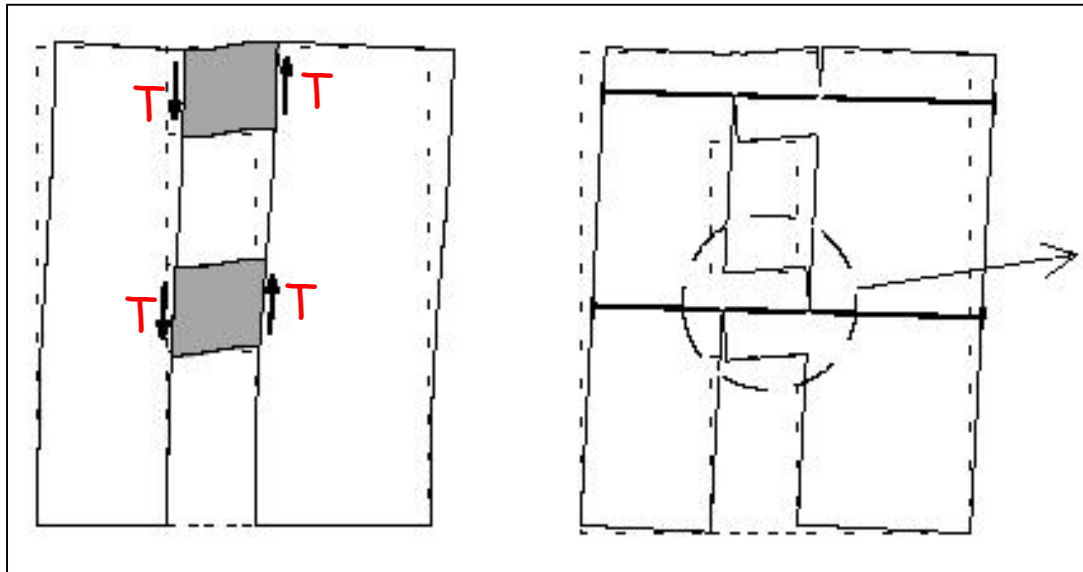
Le travi di accoppiamento in muratura si possono considerare solo se:

- 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

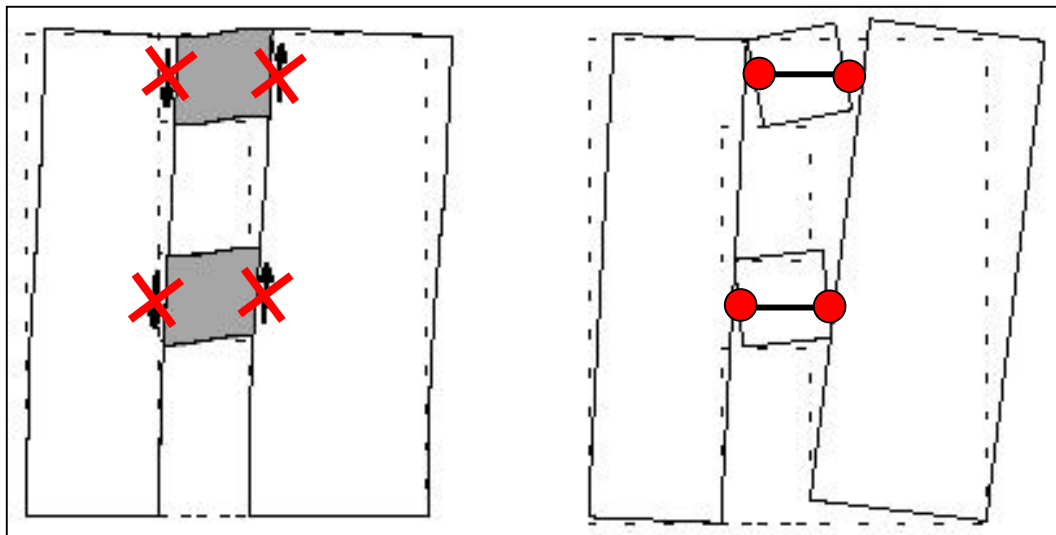
La resistenza a taglio delle travi è essenziale nel comportamento della parete muraria



Travi in muratura
resistenti a taglio

Maschi murari
accoppiati.

Parete = telaio

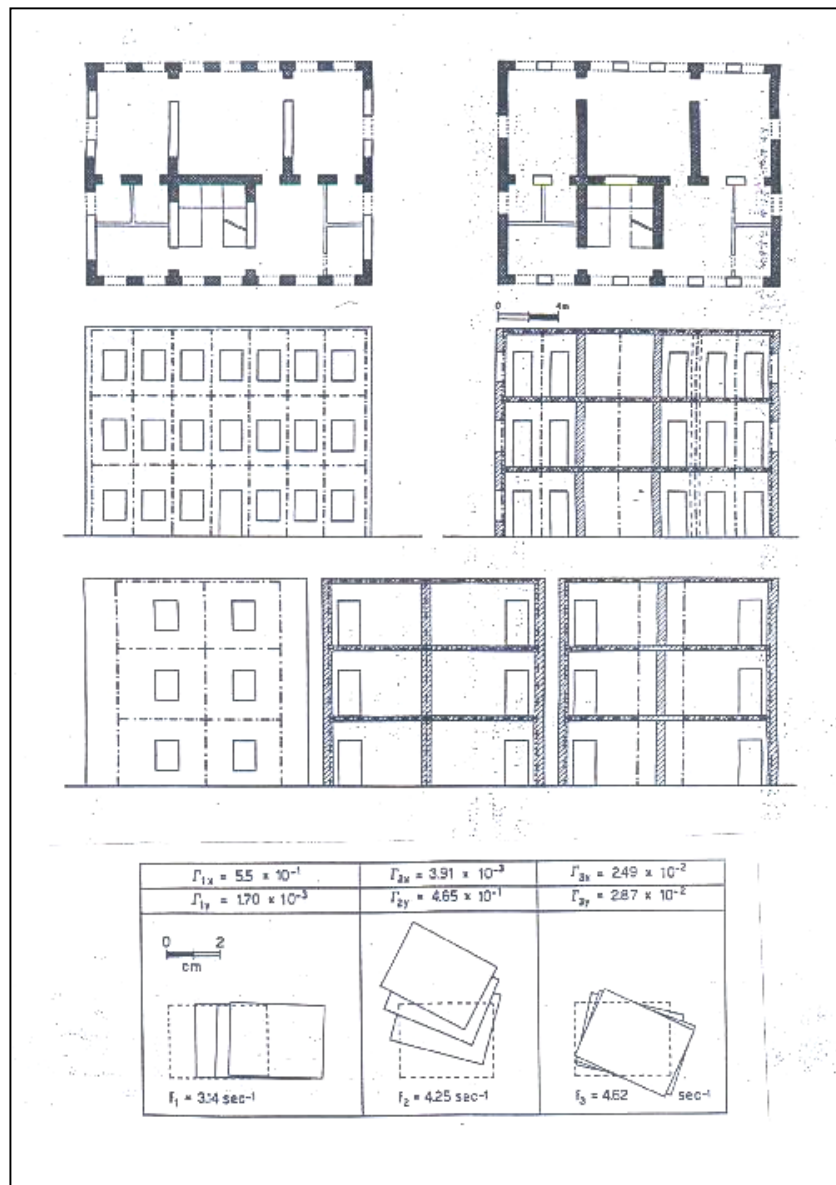


Travi in muratura non
resistenti a taglio

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.

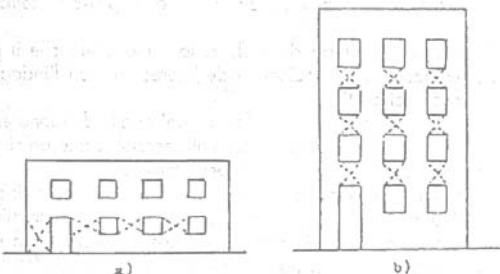


Fig. 1

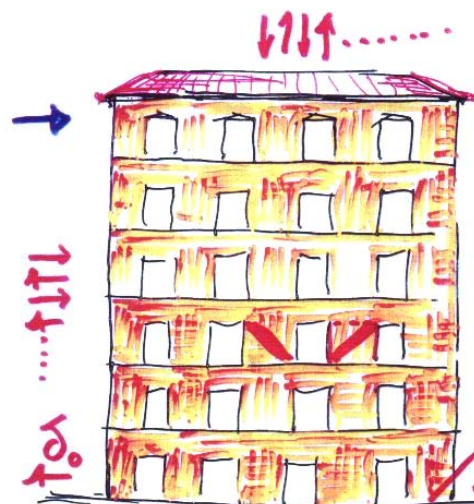
**La modellazione “a
telaio”
non è una novità
sancita
dall'ordinanza 3274**

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

III.2 CARICHI ORIZZONTALI - CESUN -

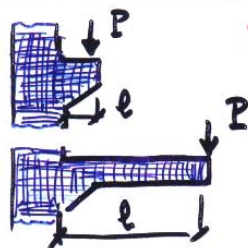


EDIFICIO TOZZO
TAGLIO PREVALE
POR



→ Azioni e
distorsioni
gradisismiche

EDIFICIO
ALTO
FLESSIONE E
TAGLIO



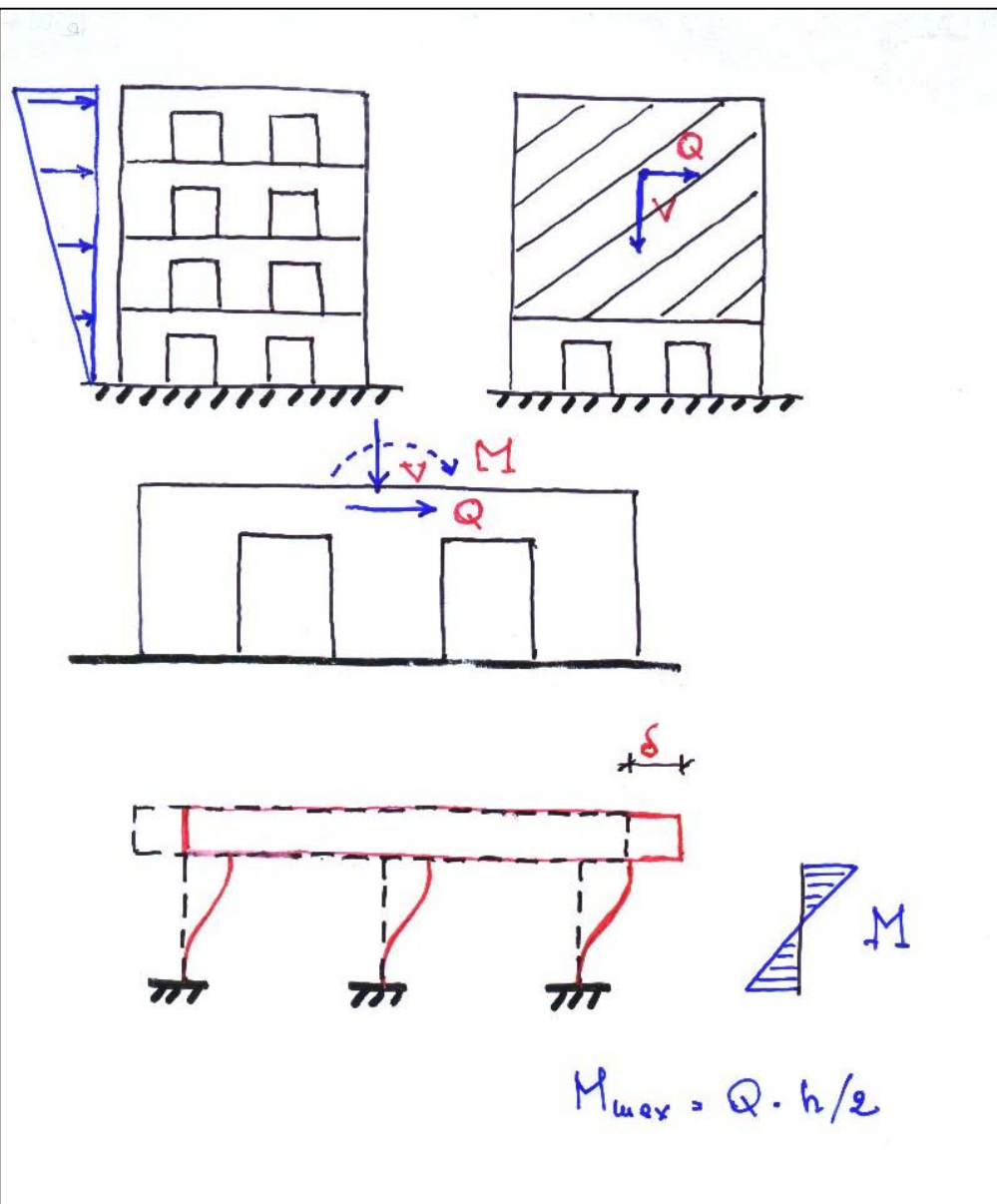
← prevale il taglio

← flessione e taglio

d

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

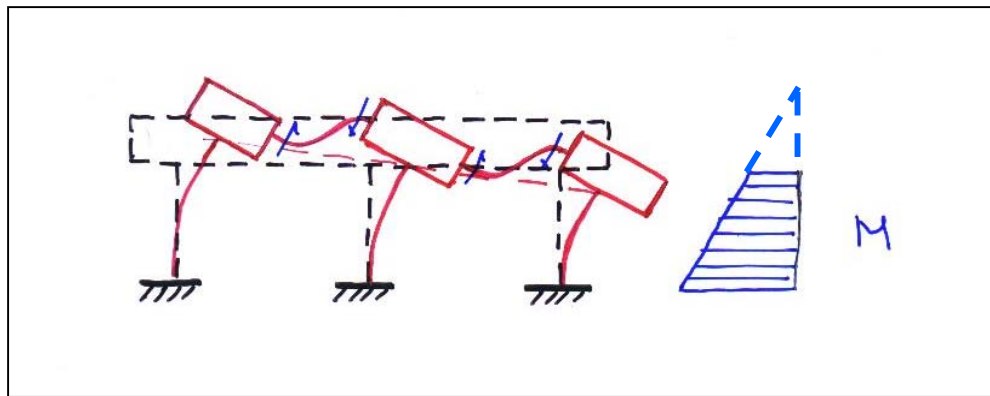
Dopo il terremoto Campano-Lucano (1980), viene indicato il POR esclusivamente per edifici tozzi con impalcati rigidi e fasce di piano resistenti



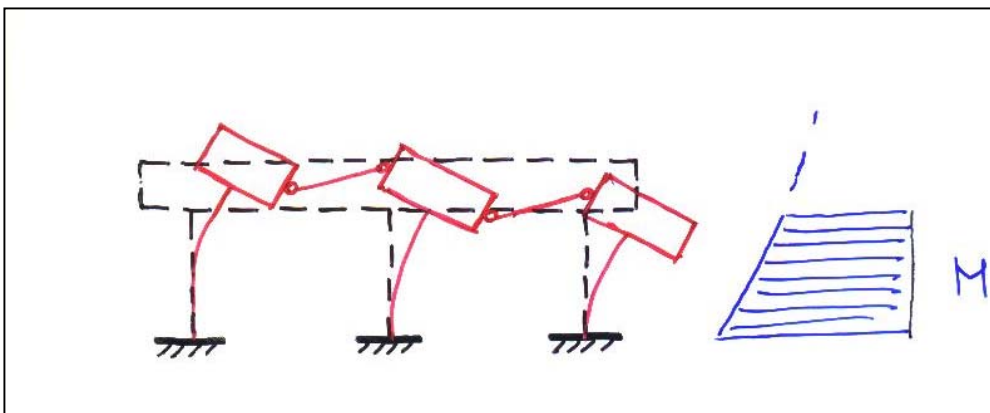
Anche il POR fa riferimento ad un telaio, avente fasce di piano infinitamente rigide

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 $\lambda = 1$)
- 2) Analisi dinamica modale**
è sempre un'analisi lineare;
cambia solo la distribuzione delle forze lungo l'altezza
- 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 γ_m
- 4) Analisi dinamica non lineare**
storia della risposta nel tempo per accelerogrammi sollecitanti

**ADOTTATA
NORMALMENTE**

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

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

QUASI MAI USATA
Tropo 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:

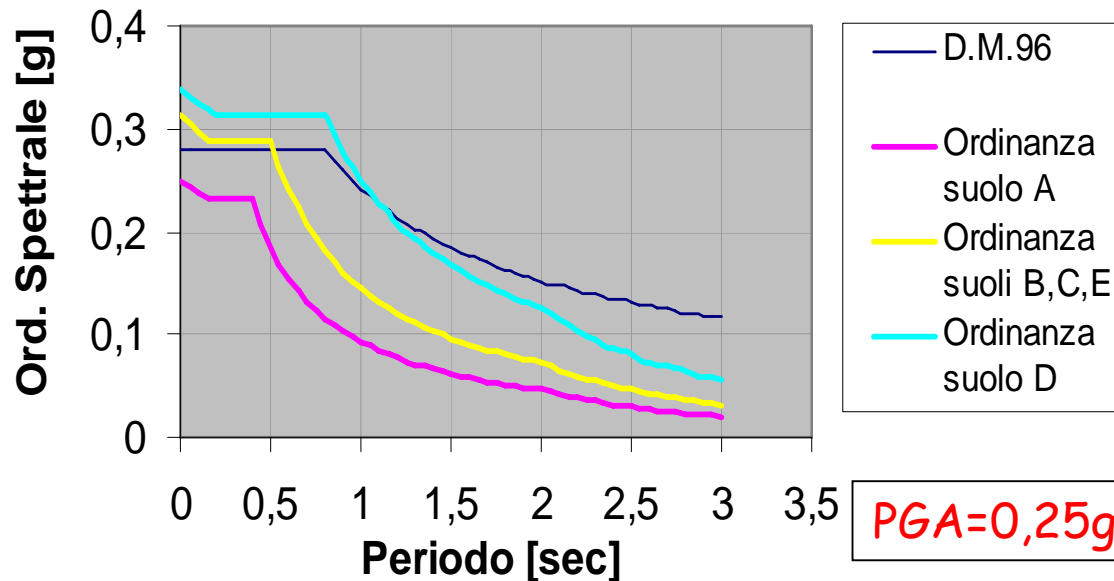
$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum(z_i W_i)$$

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

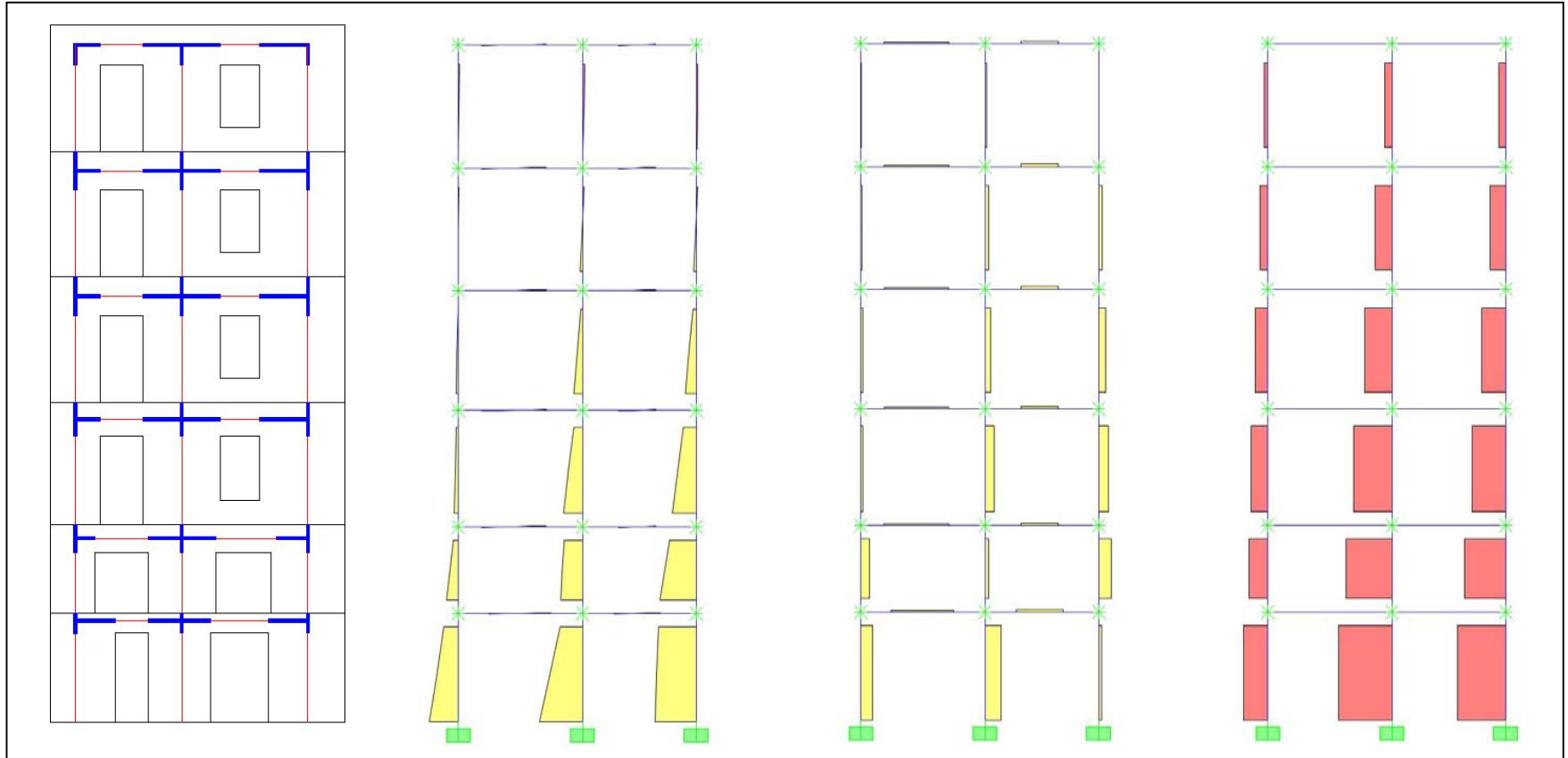
Nel caso di un modello spaziale e di solai sufficientemente rigidi nel piano orizzontale le forze sismiche orizzontali sono applicate nel baricentro delle masse di ogni piano. (Si applica anche un momento torcente di piano per l'eccentricità accidentale di piano del 5%)

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 [$\Delta T = \pm 25\%$ ($< 0,1 T_{\text{piano}}$)]

ANALISI STATICA LINEARE

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



Schema telaio

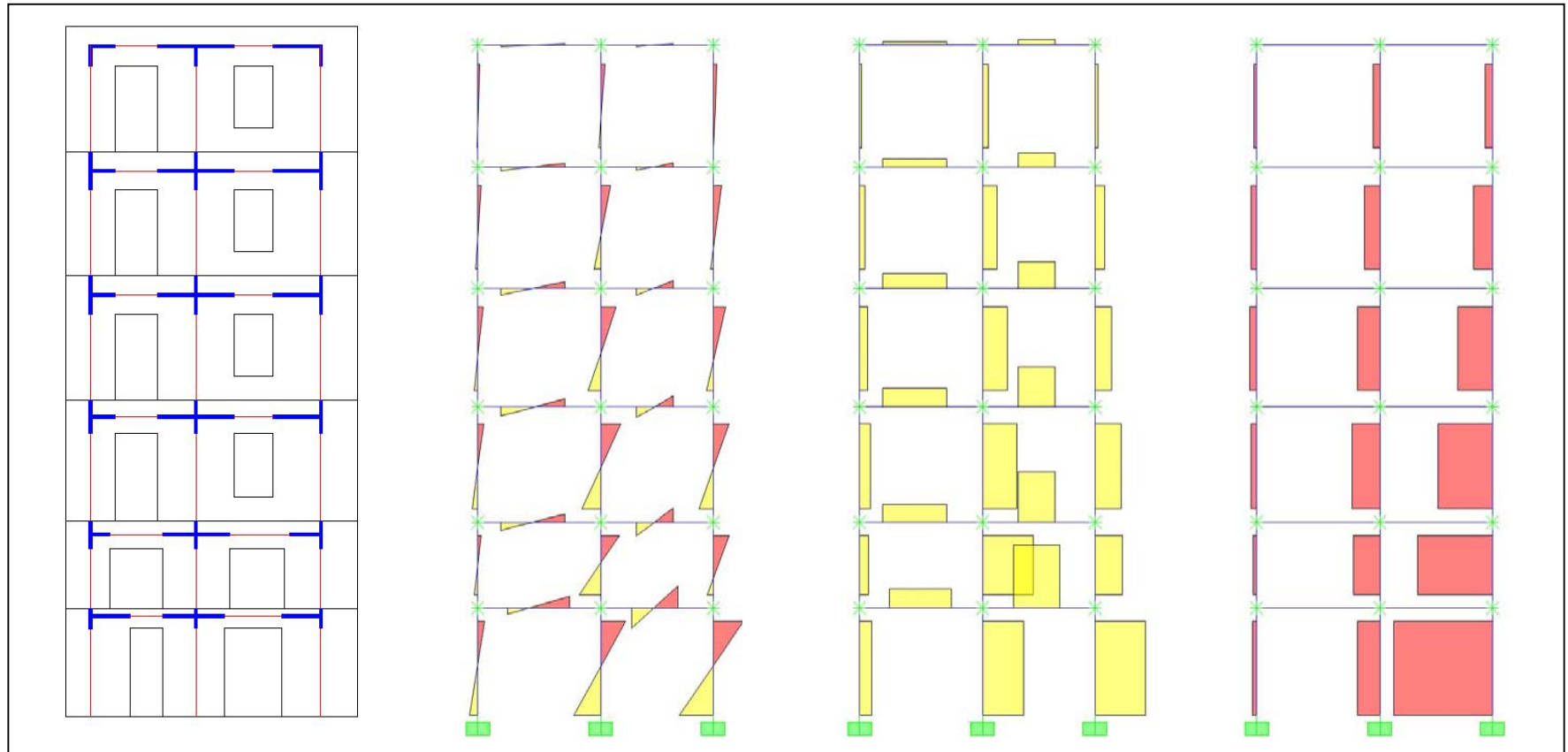
Diagramma
del momento
flettente

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

**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)

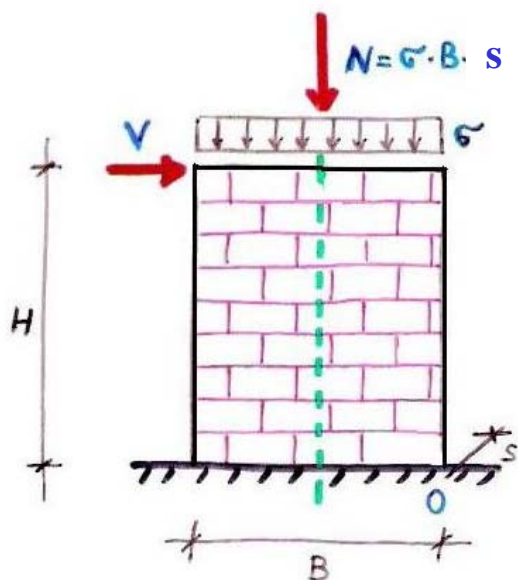
**FASCE DI PIANO
(TRAVERSI)**

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

verifiche agli stati limite per:

PRESSOFLESSIONE

TAGLIO



STATI LIMITE ULTIMI PER:

-TENSIONI NORMALI:

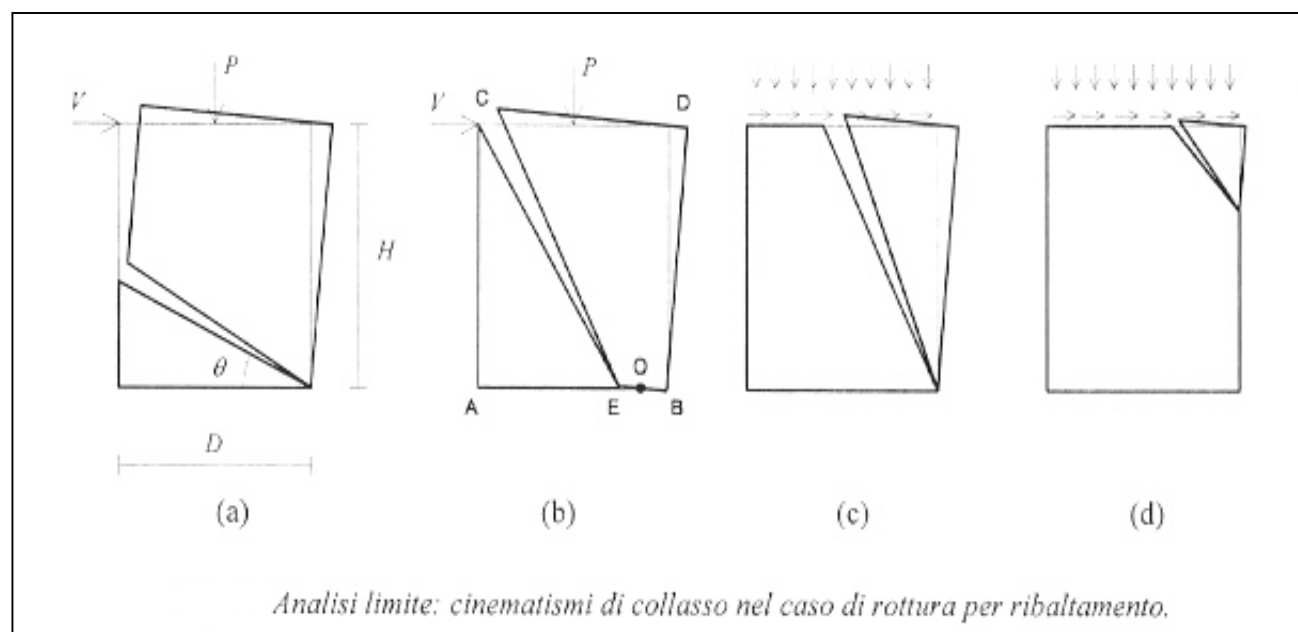
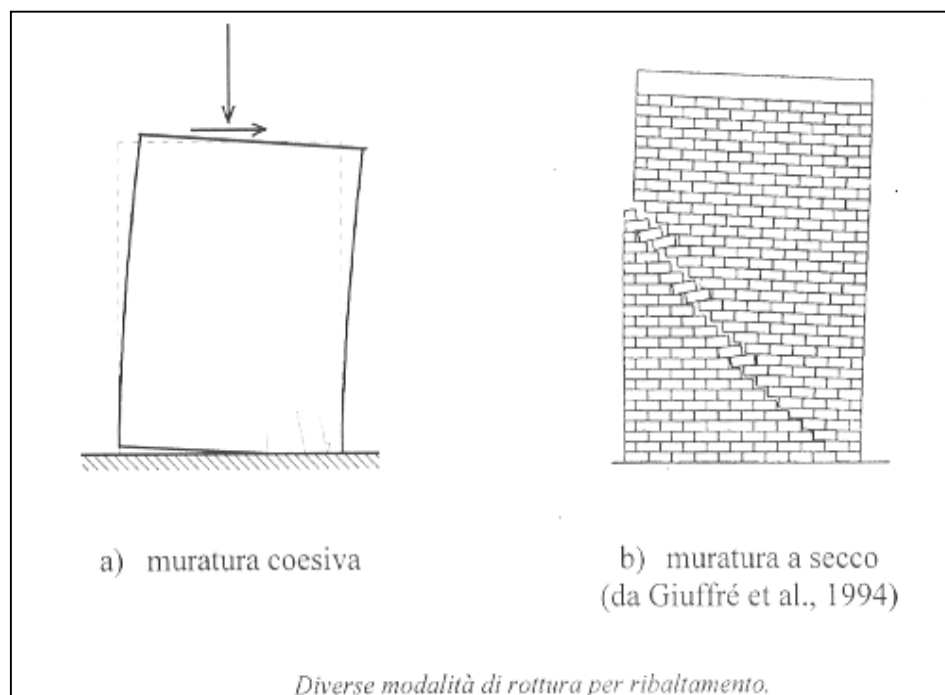
- **RIBALTAMENTO**
- **PRESSOFLESSIONE**

-SOLLECITAZIONI TAGLIANTI:

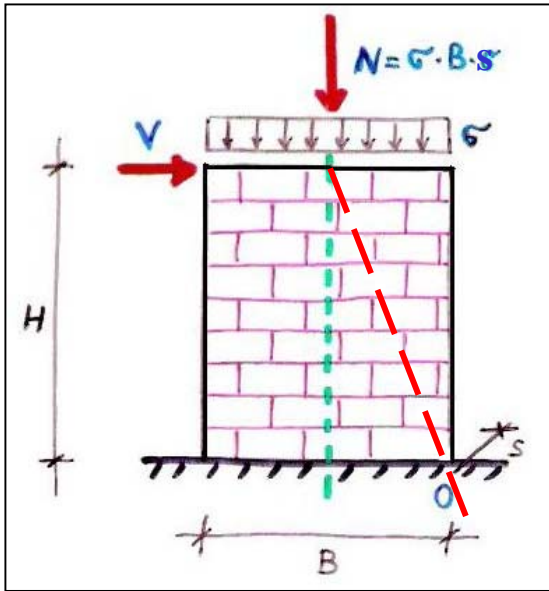
- **FESSURAZIONE DIAGONALE**
- **SCORRIMENTO**

**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:

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

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

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

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

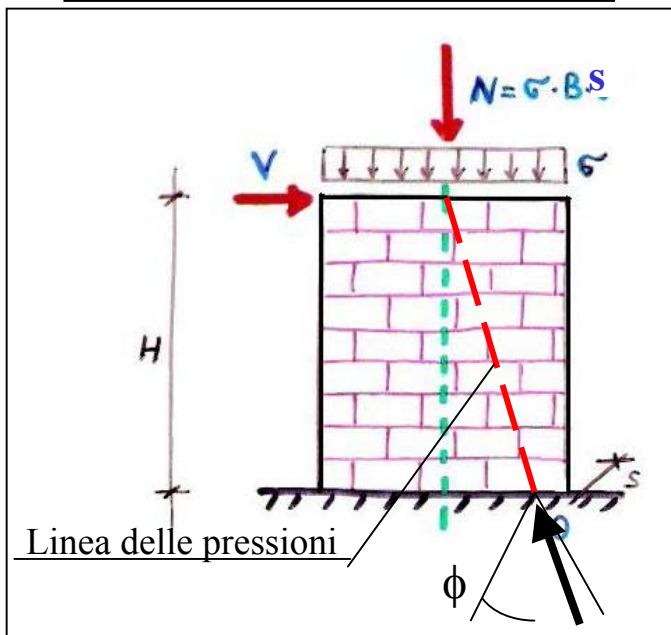
$$\text{snellezza } \chi = H/B$$

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

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

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

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



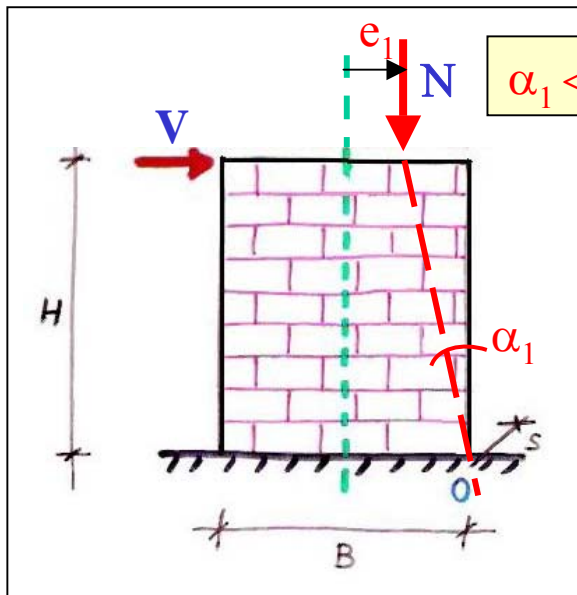
b) Equilibrio allo scorrimento:

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

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

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

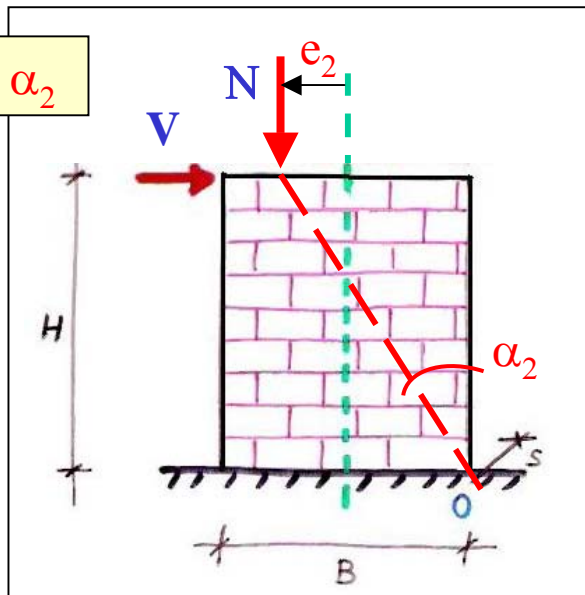
$V_{\text{lim scor}}$ non dipende dalla snellezza del pannello χ



$$\alpha_1 < \alpha_2$$

si riduce la stabilità

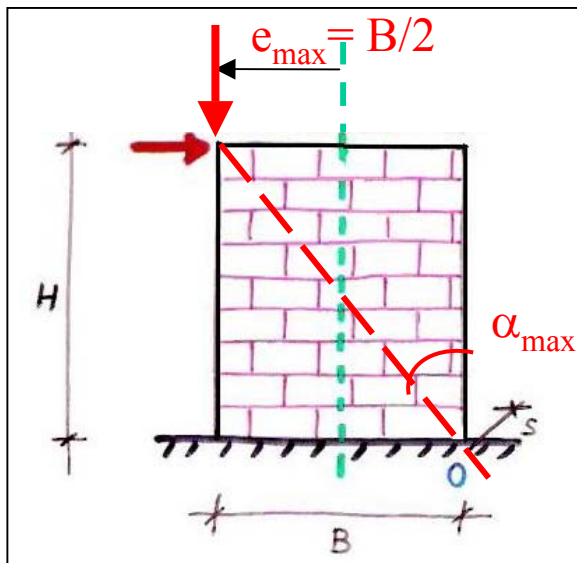
$$V_{\text{lim rib}} = N \times (B/2 - e_1) / H$$



aumenta la stabilità

$$V_{\text{lim rib}} = N \times (B/2 + e_2) / H$$

**INFLUENZA DELLA
ECCENTRICITA'
IN TESTA**



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

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

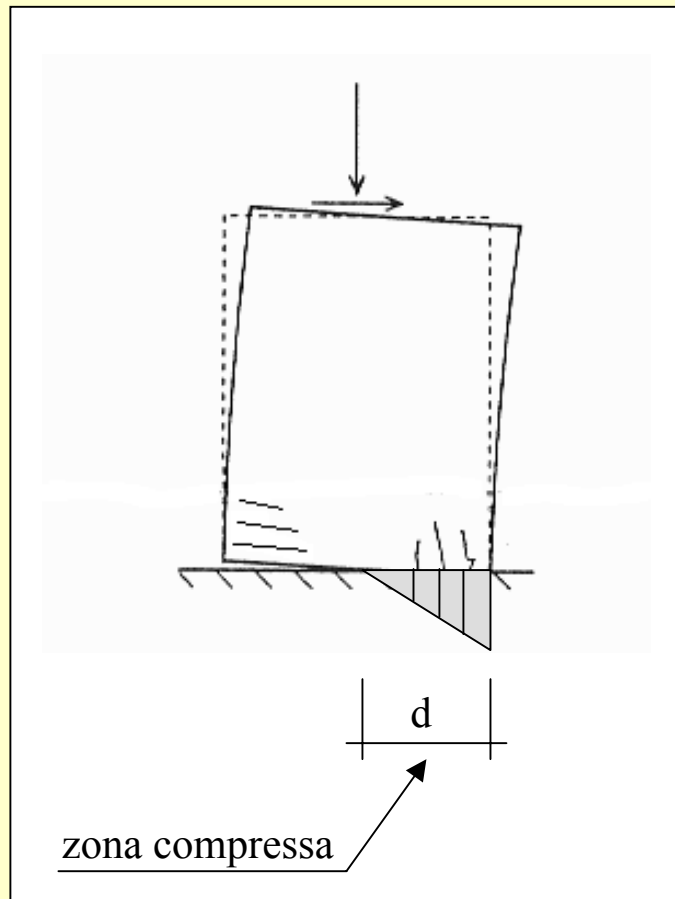
- l'eccentricità in testa non modifica la condizione limite di equilibrio allo scorrimento:

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

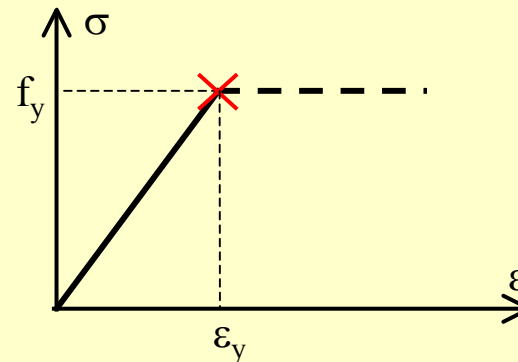
INFLUENZA DELLA RESISTENZA DEL MATERIALE

MECCANISMI DI ROTTURA (stati limite ultimi)

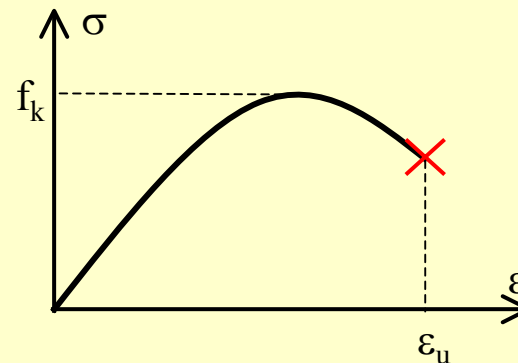
A) - Pressoflessione (ribaltamento e schiacciamento)



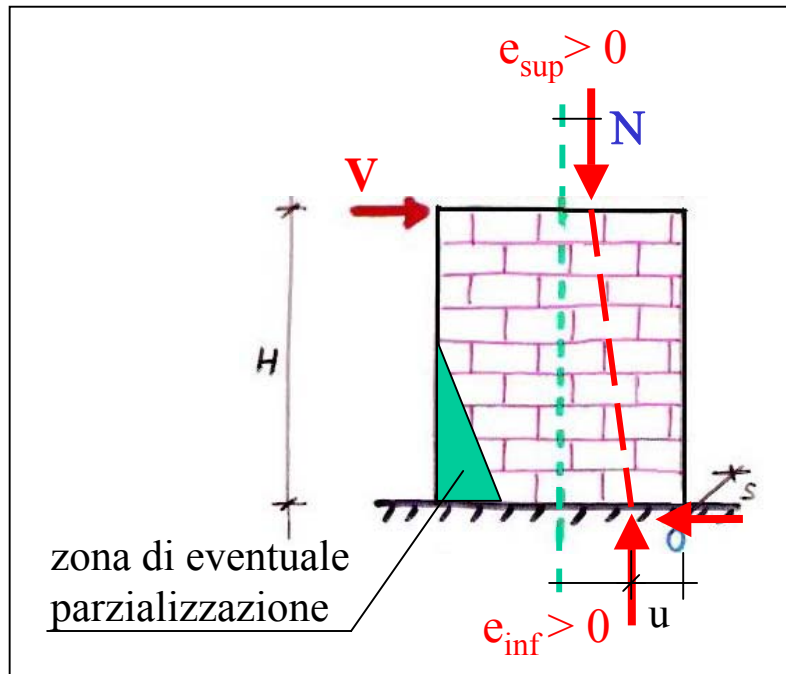
- **A1- limite elastico** (inizio plasticizzazione)



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

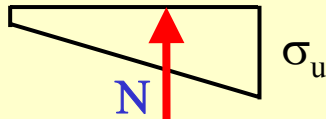


A1 - Valutazione del taglio ultimo al limite elastico



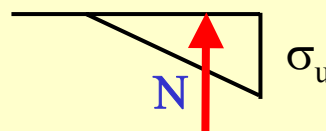
- sez. tutta reagente:

$$N > N_u / 2$$



- sez. parzializzata:

$$N < N_u / 2$$



assegnati: N e_{sup} $\sigma_u = f_y$ (o αf_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: $\sigma_u = (N / B s) \times (1 + 6 e_{inf} / B)$

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

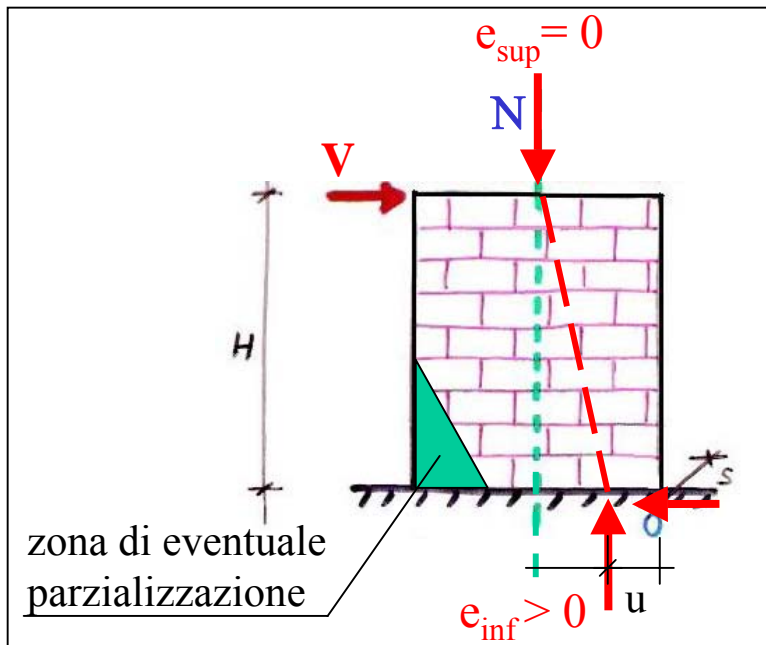
- sezione parzializzata:

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):



$$e_{sup} = 0$$

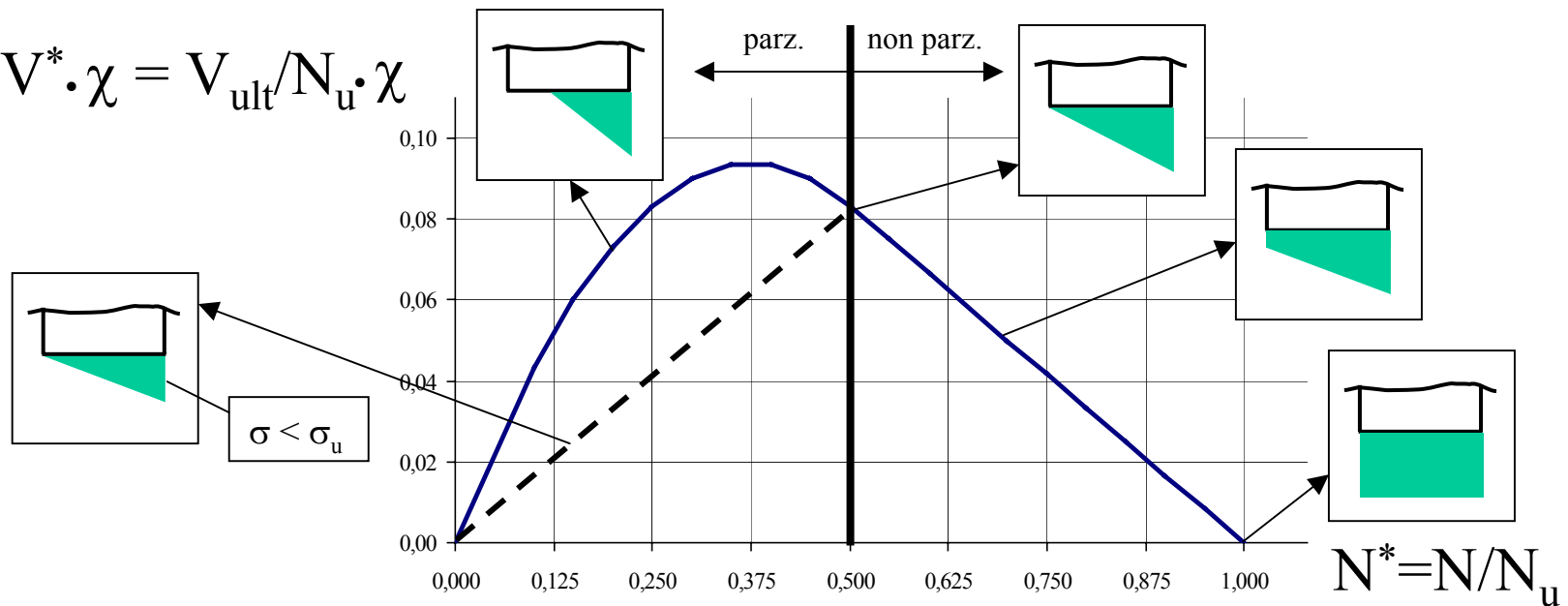
- sezione tutta reagente:

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

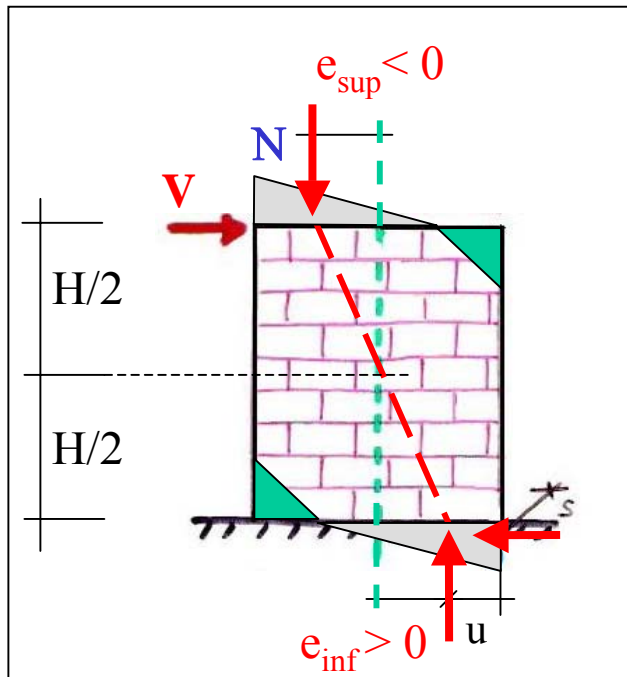
- sezione parzializzata:

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

$$V^* \cdot \chi = V_{ult} / N_u \cdot \chi$$



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_{ult}) è quindi **2 volte maggiore**.

- sezione tutta reagente:

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

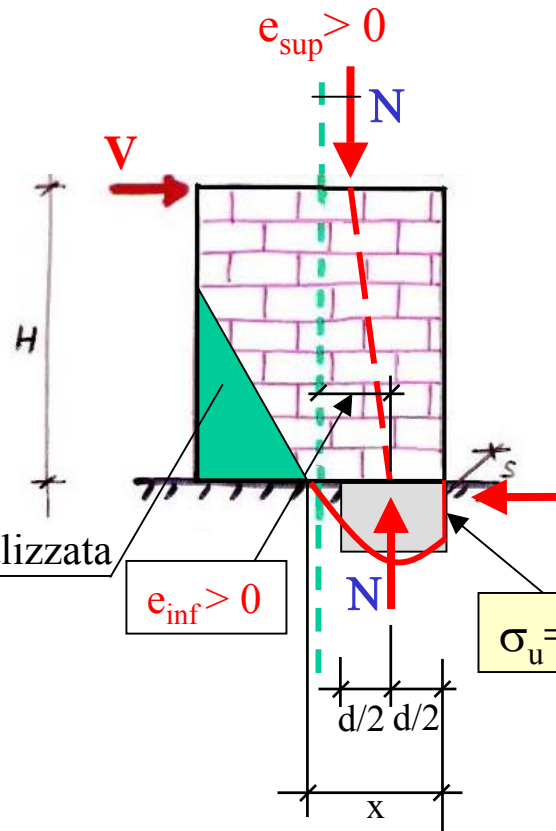
$$V^* = (1 / 3\chi) [1 - N^*]$$

- 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 σ - ε 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: $\sigma_u = N / (s d)$



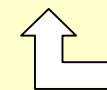
$$V^* = (1 / 2\chi) [N^* (1 - 2e^*) - N^{*2}]$$

- 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):

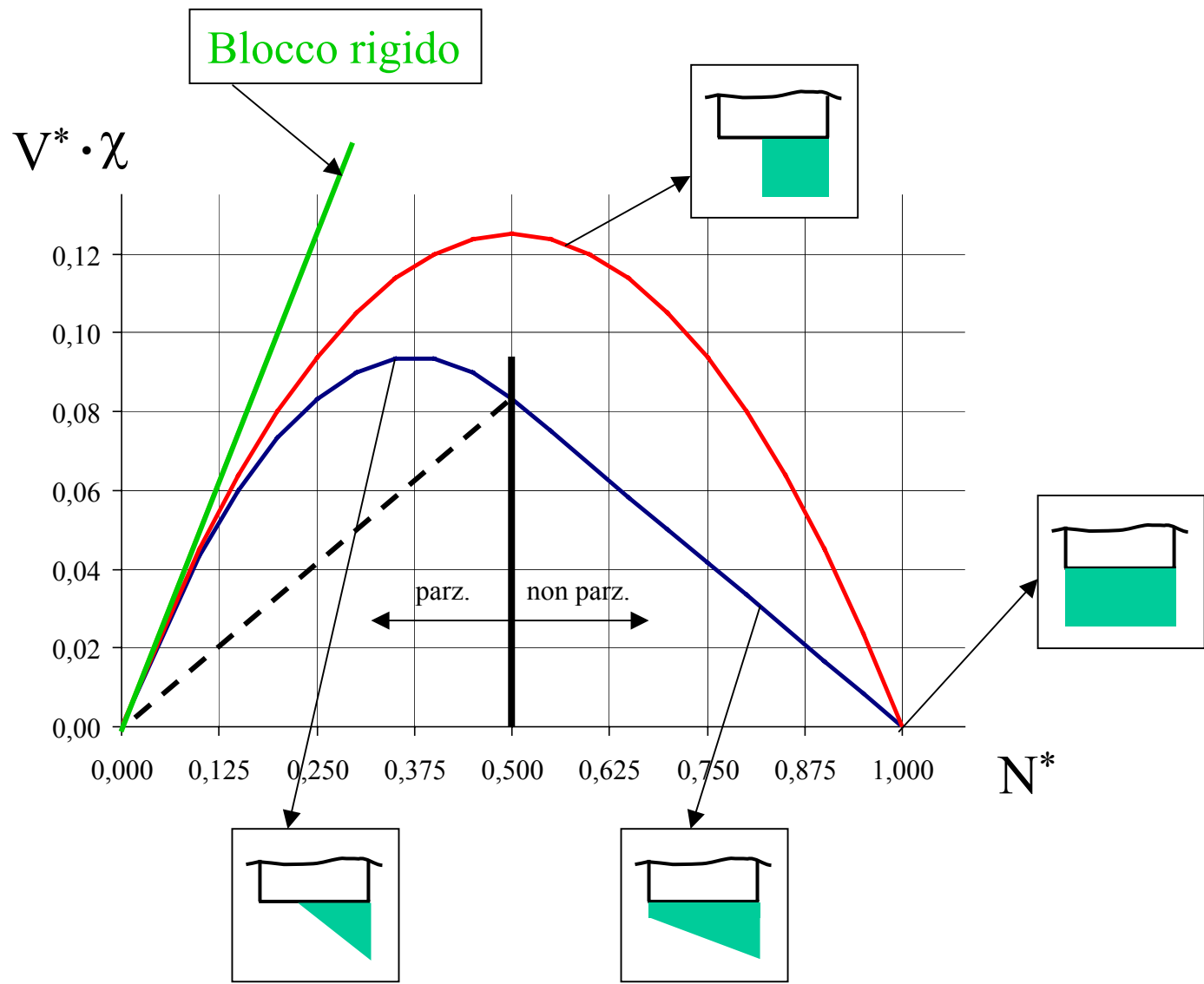
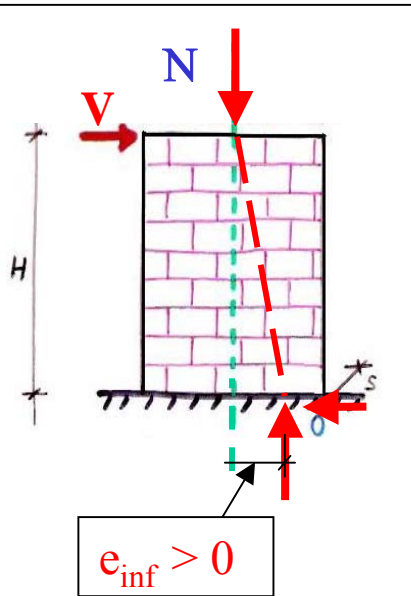
$$V^* = (1 / \chi) [N^* - N^{*2}]$$



è il doppio!

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

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

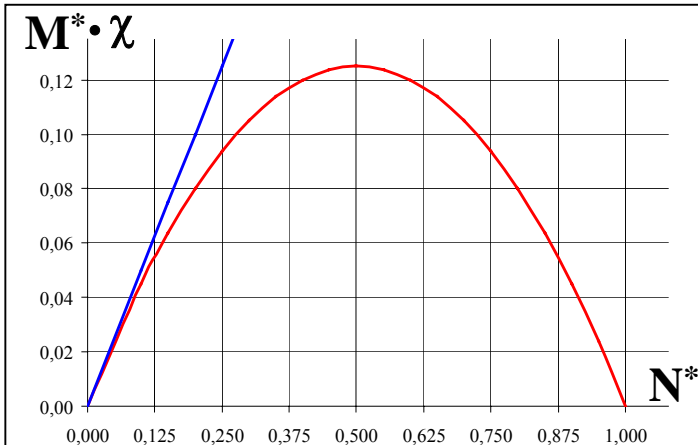
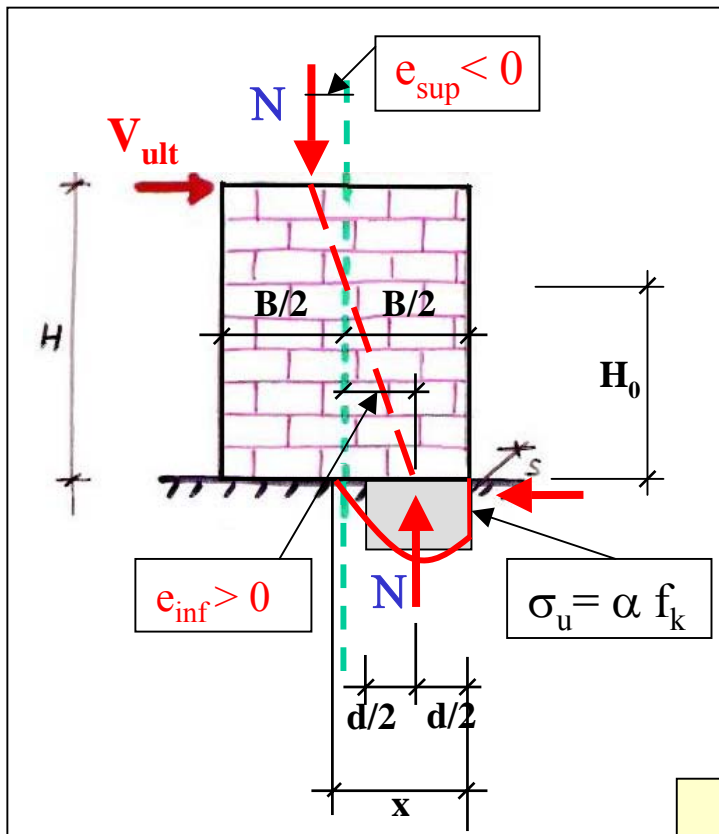


Valutazione del momento ultimo del maschio murario - par. 7.8.2.2.1

- Si considera il diagramma σ - ε 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

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

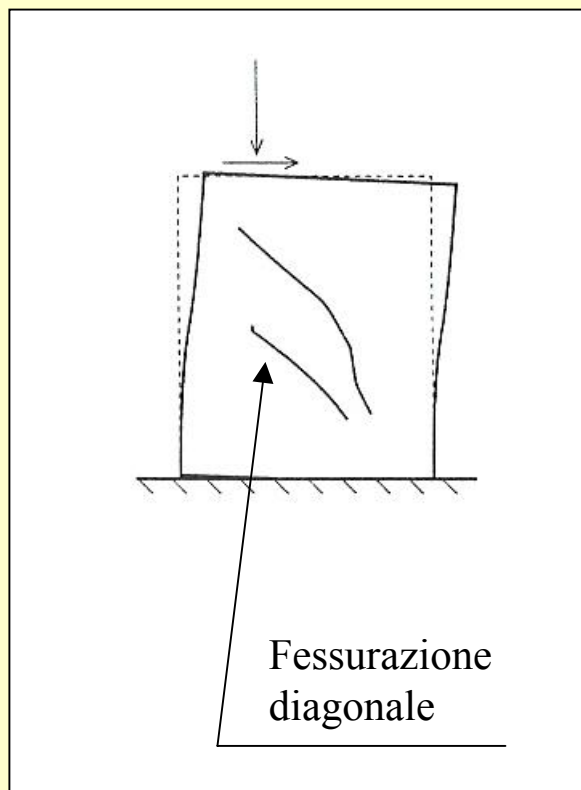
$$N^* = N / N_u \quad M^* = M_{ult} / (N_u H)$$

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

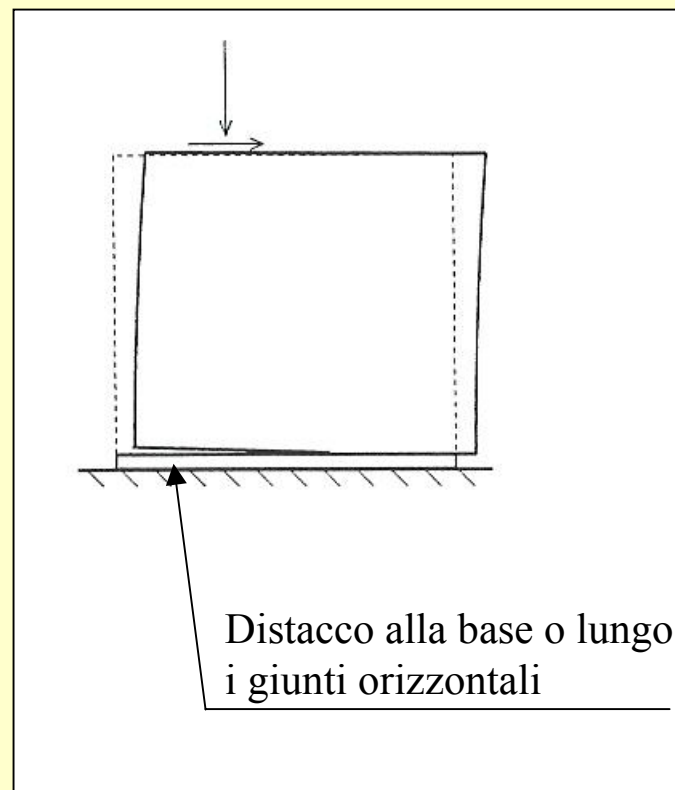
MECCANISMI DI ROTTURA PER I MASCHI MURARI (stati limite ultimi)

B) - Taglio

- B1- Rottura per trazione diagonale

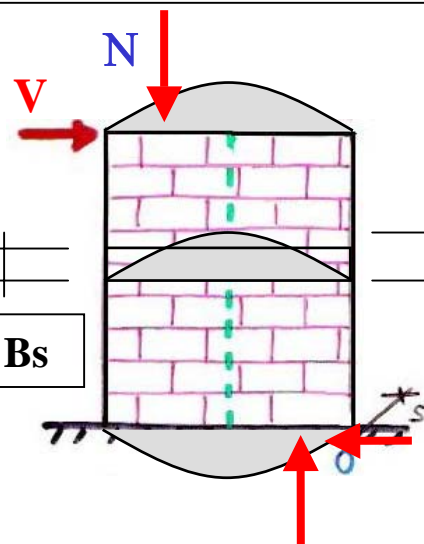


- B2 - Rottura per scorrimento



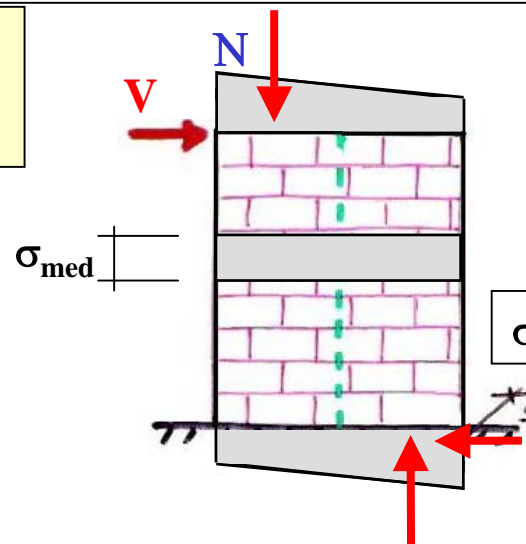
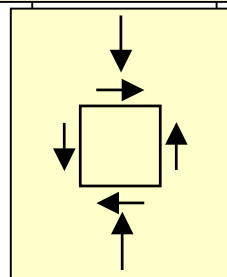
B1 - Taglio ultimo - Rottura per trazione diagonale

- 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 (σ) e tangenziali (τ)
- Criterio utilizzato nel metodo POR (D.M. 02/07/81) → τ_k = resistenza a taglio in assenza di sforzo normale



1.5 per $H/B \geq 1.5$
 H/B per $1.0 < H/B < 1.5$
 1.0 per $H/B \leq 1.0$

$$\tau_{max} = k \tau_{med}$$



$$\sigma_{med} = N / Bs$$

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

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

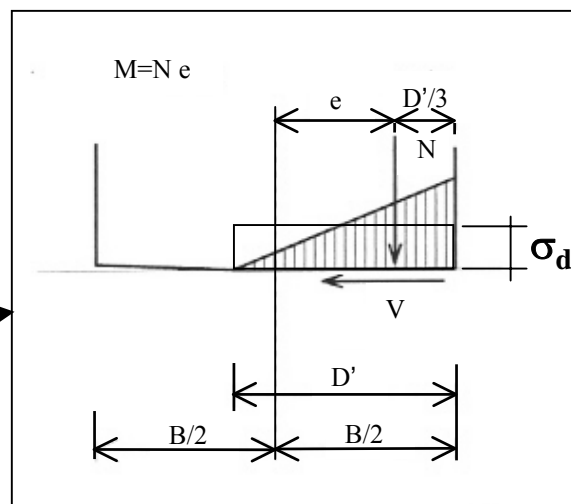
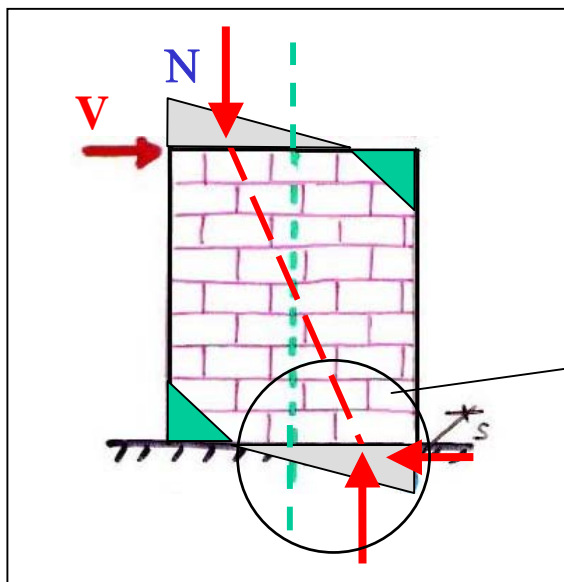
$$V_{ult} = \tau_{ult} Bs = \frac{f_{tu}}{k} Bs \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{f_{tu}}} = \tau_k Bs \sqrt{1 + \frac{\sigma_m}{k \tau_k}}$$

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 (σ)
- 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

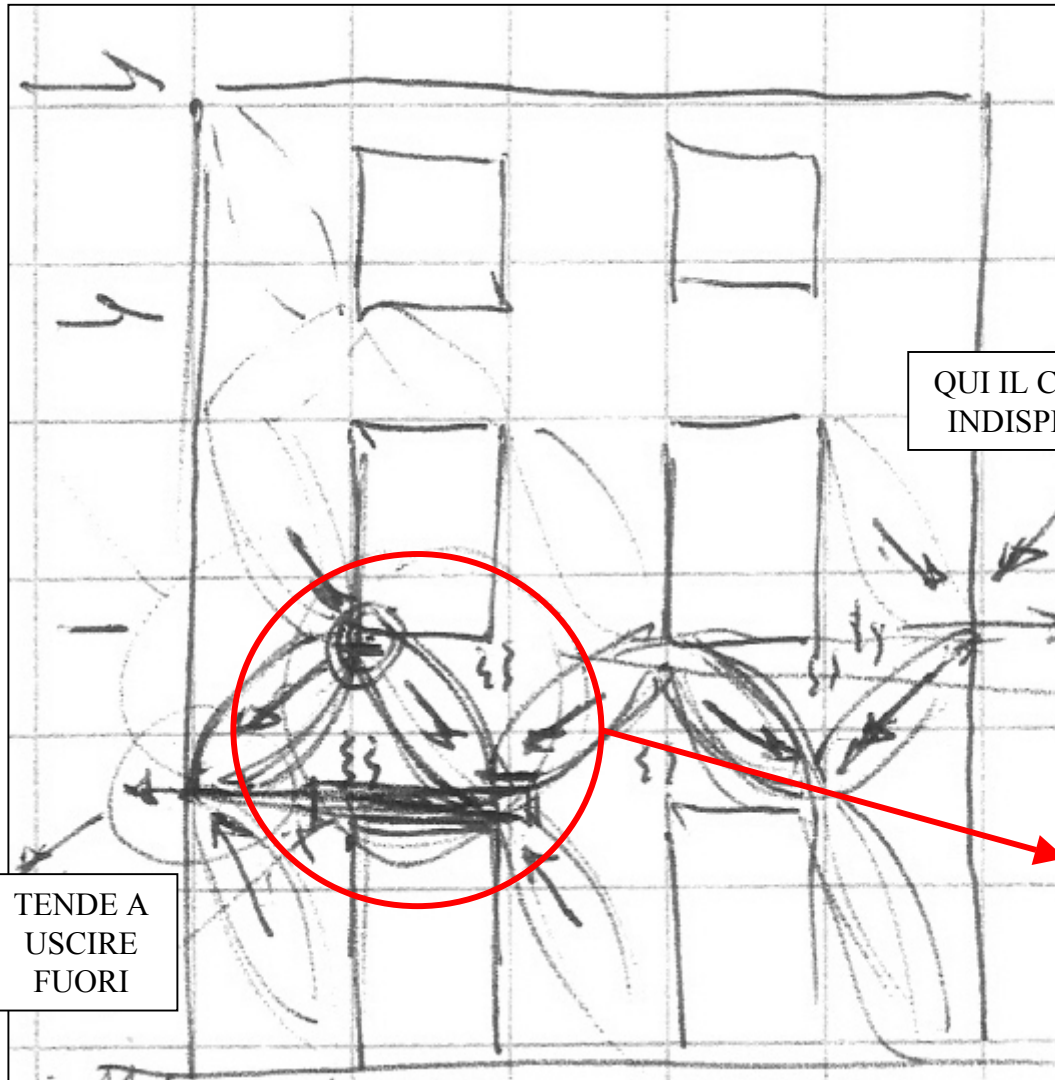
$$V_{ult} = (f_{vk} D's) / \gamma_m = (f_{vk0} D's) / \gamma_m + 0.4 N / \gamma_m$$

$\gamma_m = 3$ 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



La fascia di piano è
come una travatura
reticolare.

QUI IL CORDOLO È
INDISPENSABILE

Cordoli e
piattabande sono i
correnti.

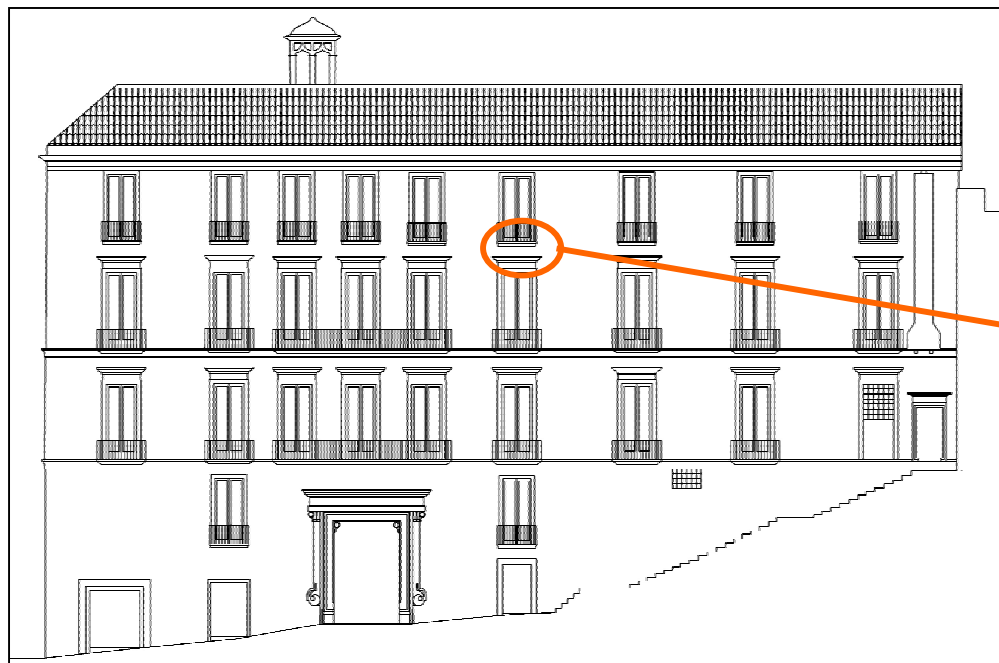
I puntoni compressi
sono le aste di
parete.

TENDE A
USCIRE
FUORI

TENDE A
USCIRE
FUORI

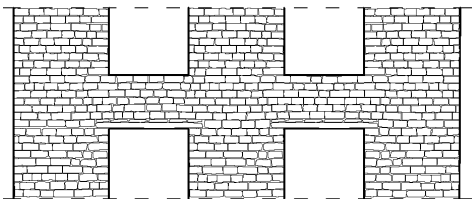
Il traverso (trave in
muratura) deve resistere a
taglio per accoppiare i
maschi murari

Le fasce di piano negli edifici esistenti

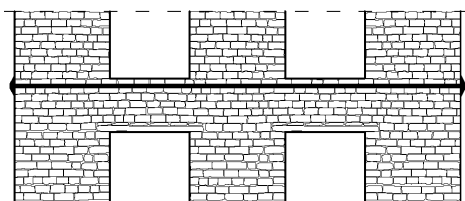


Le diverse tipologie

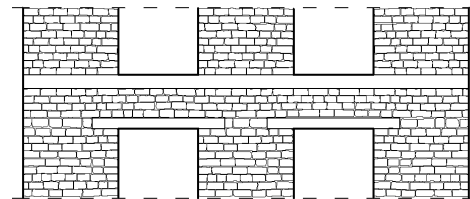
Fascia “debole”



Fascia con “catena”



Fascia “trave”



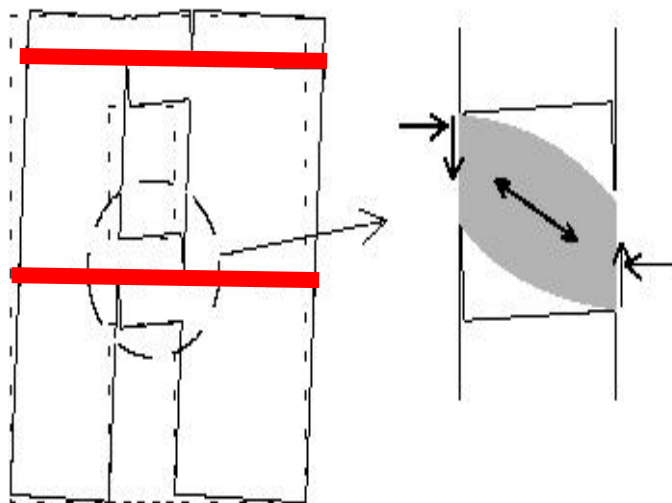
La fascia di piano riveste un ruolo fondamentale nel comportamento resistente e deformativo della parete muraria e quindi sulla sua vulnerabilità sismica

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)



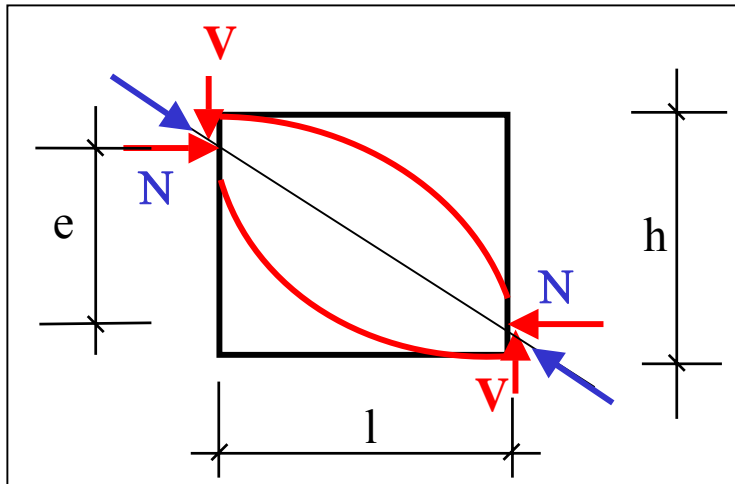
La deformazione della parete mette in contrasto il traverso con i maschi (meccanismo a puntone).

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

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

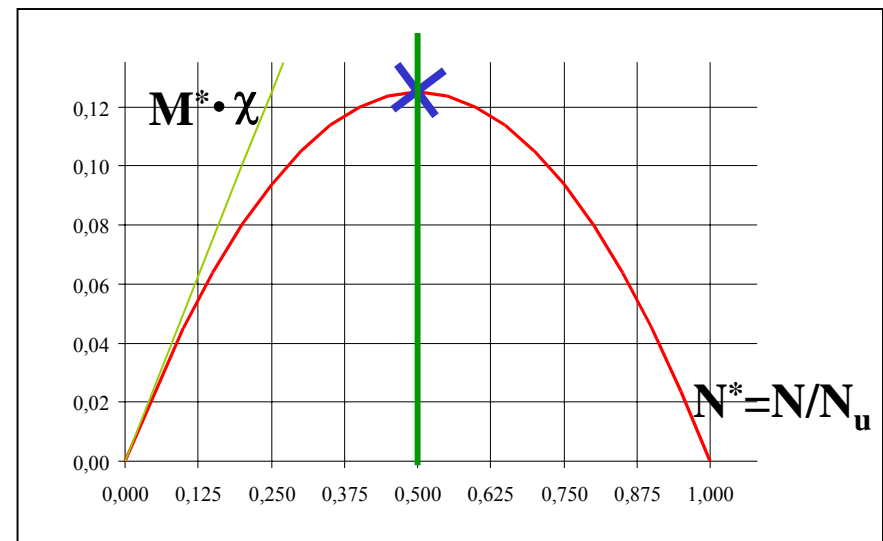
- meccanismo di taglio

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

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

- resistenza della trave muraria:

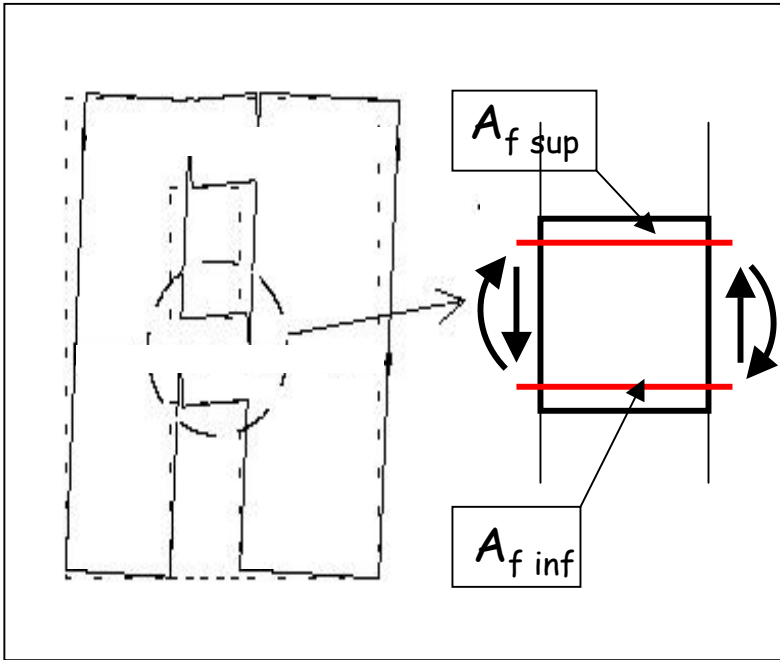
$$V_{ult} = \min(V_p, V_t)$$



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)



$V_{rd1} = f_{vdo} t d$ (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:

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

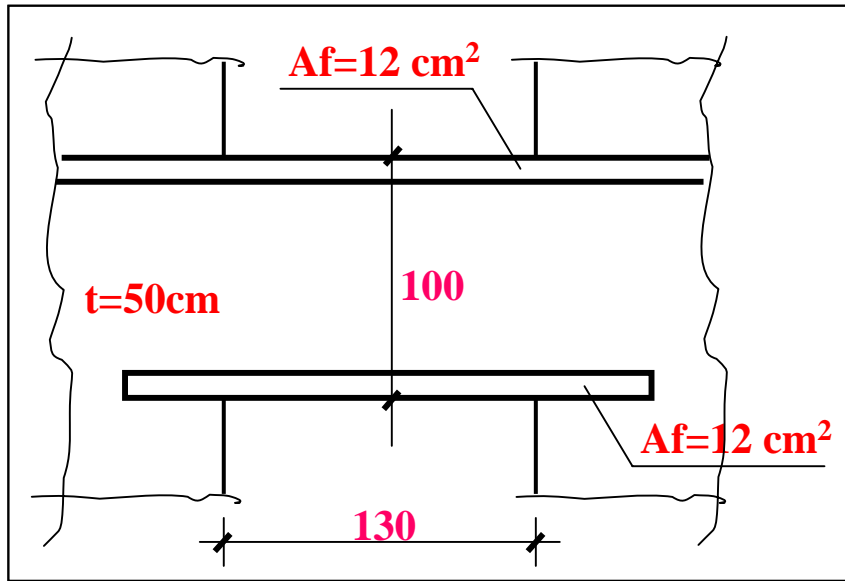
$$M_{rd} = A_f f_{yd} z \quad (\text{per l'acciaio})$$

d = altezza utile

z = braccio della coppia interna

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

La resistenza dei traversi murari - Confronto numerico



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

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

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

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

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

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

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

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 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)

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

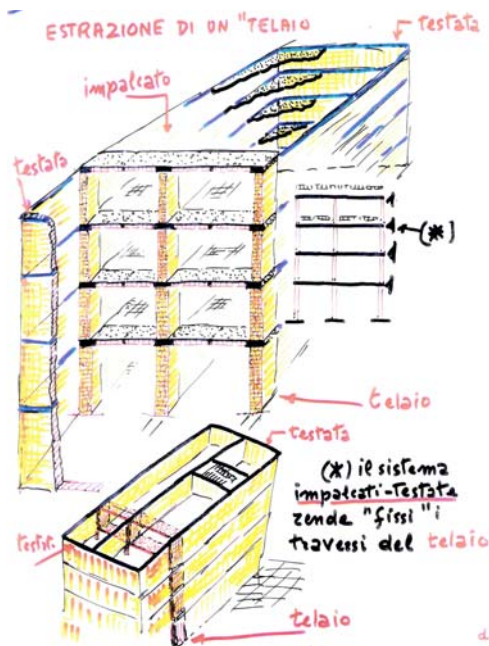
(con armatura a taglio)

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

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

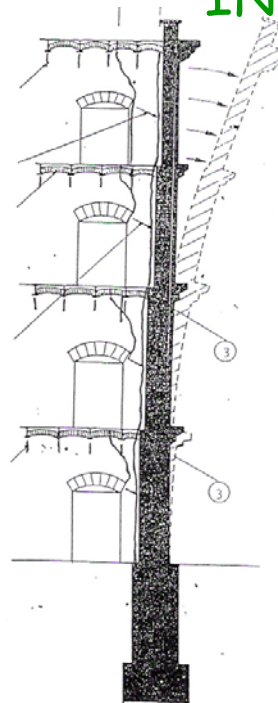
Lo schema strutturale da adottare dipende dalla efficienza dei collegamenti della parete con gli impalcati

COLLEGAMENTI EFFICIENTI



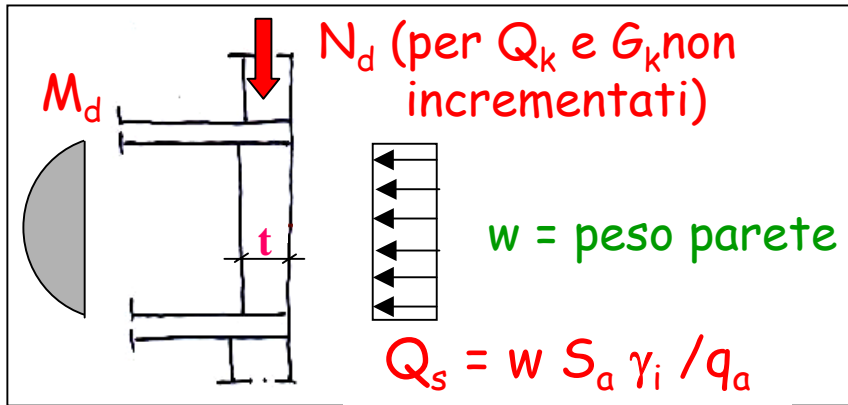
Lo schema è quello di telai a nodi fissi. Si può semplificare in trave continua a più campate o in campate singole appoggiate.

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 ($T_a \approx T_1$)

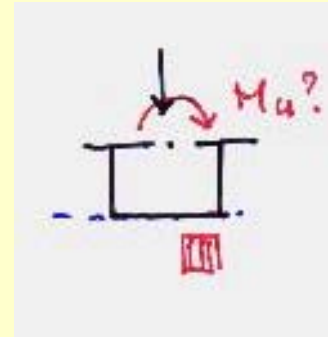
per $T_a = 0$ (periodo elemento)

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

$q_a = 3$ (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

$$N = N_d$$

$$\sigma_0 = N/A$$

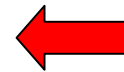
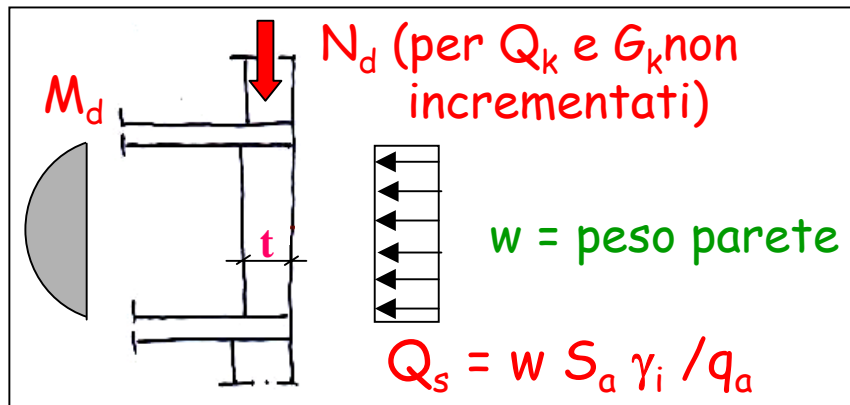
deve risultare:

$$M_d \leq M_u$$

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



Il calcolo delle
caratteristiche della
sollecitazione

La verifica a
pressoflessione



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

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

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,26 \times 4,8 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \\ M_d &= 1,25 \times 3,5^2 / 8 = 1,91 \text{ kNm/m} \\ N_d &= 90 \text{ kN/m} \text{ (carichi verticali)} \\ \sigma_0 &= 9000 / 30 \times 100 = 0,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

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

$$M_d \ll M_u$$

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 α_0 di attivazione del meccanismo)

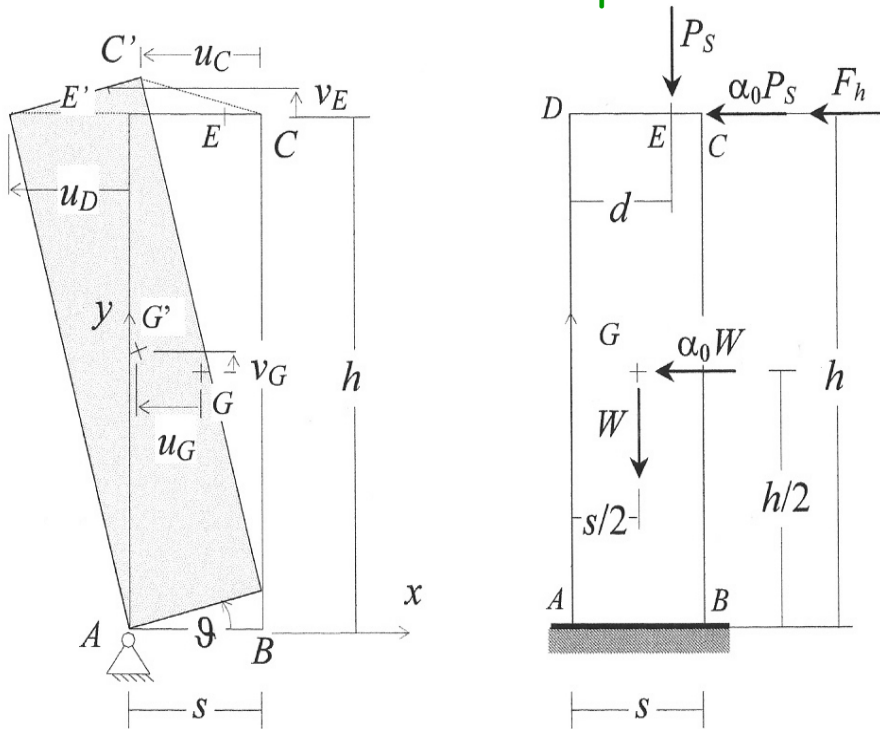
Dal moltiplicatore α_0 attraverso uno spettro di risposta elastico ridotto col fattore di struttura si può risalire all'accelerazione del terreno che attiva il meccanismo (analisi cinematica lineare - verifica di resistenza)

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)

δ_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)

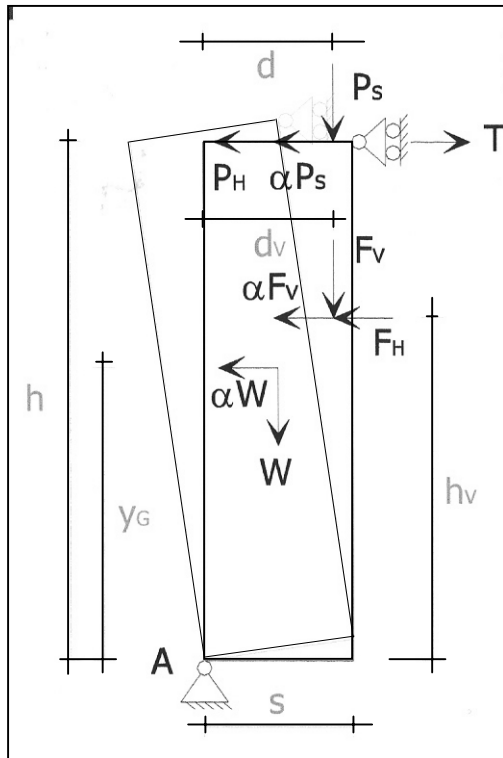
P_j = forze non direttamente applicate (peso delle masse di competenza)

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

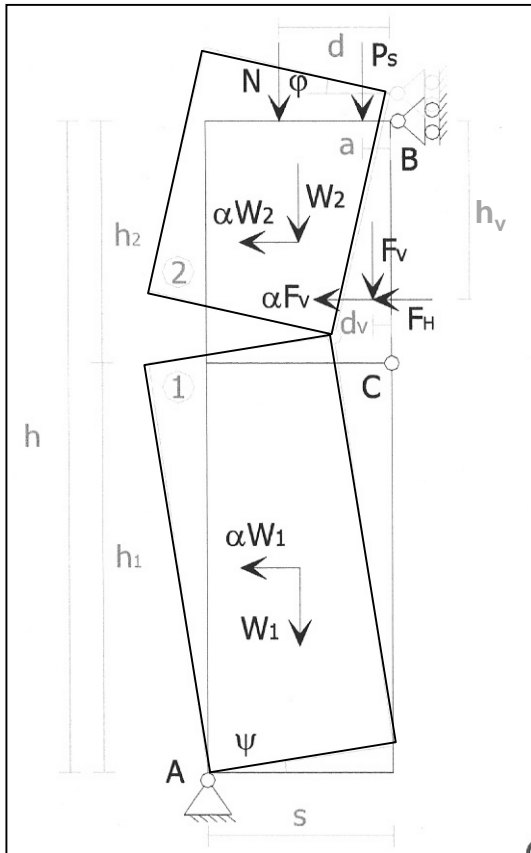
$$\alpha [W_1 \cdot \delta_{1x} + W_2 \cdot \delta_{2x} + F_V \cdot \delta_{Vx}] + F_H \cdot \delta_{Vx} - W_1 \cdot \delta_{1y} - W_2 \cdot \delta_{2y} - N \cdot \delta_{Ny} - P_S \cdot \delta_{Py} - F_V \cdot \delta_{Vy} = 0$$

La posizione della cerniera intermedia va trovata in modo da rendere minimo α

Gli spostamenti sono tutti funzione dell'unico parametro ψ , 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 α_0 (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale (a_0^*), determinando la massa partecipante (M^*) al meccanismo

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

δ_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 α_0 (di attivazione del meccanismo) deve essere trasformato in accelerazione spettrale (a_0^*), determinando la massa partecipante (M^*) al meccanismo

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

δ_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

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

γ = coefficiente di partecipazione modale (formula approssimata)

N = numero di piani dell'edificio