

	ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI PISTOIA	<i>"Analisi e Interventi Strutturali su Edifici in Muratura secondo le NTC 2008"</i>
		Pistoia, 12 ottobre 2012
Modellazione ed analisi di edifici in muratura, comportamento statico e sismico		
Prof. Ing. Paolo Spinelli	Ing. Luca Salvatori	
<i>spinelli@dicea.unifi.it</i>	<i>luca.salvatori@dicea.unifi.it</i>	
	Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale <i>Università degli Studi di Firenze</i>	
Paolo Spinelli Luca Salvatori	<i>spinelli@dicea.unifi.it</i> <i>luca.salvatori@dicea.unifi.it</i>	Corso NTC 2008 Pistoia, 12 ottobre 2012

Sommarrio

- | | |
|----------------|---|
| Parte 1 | Azioni non sismiche:
pressoflessione e stabilità fuori dal piano |
| Parte 2 | Azioni sismiche (e non): analisi globale |
| Parte 3 | Riflessioni e problemi aperti |
| Parte 4 | Modellazione delle murature |

Parte 1

Azioni non sismiche: pressoflessione e stabilità fuori dal piano

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Verifiche agli stati limite ultimi (NTC'08 §4.5.6.2)

“Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- **resistenza e stabilità fuori dal piano** del muro
- **presso flessione e taglio nel piano** del muro
- flessione e taglio di travi di accoppiamento
- carichi concentrati”

[...]

“Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.”

Verifiche agli stati limite di esercizio (NTC'08 §4.5.6.3)

“**Non è generalmente necessario** eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture di muratura, **quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi.**”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Fattori che influenzano la resistenza a compressione

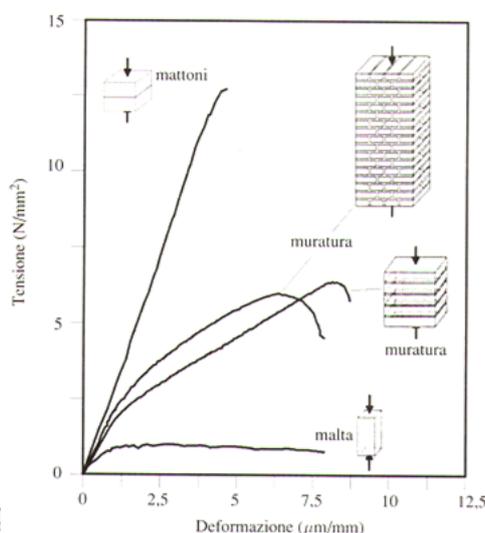
- Resistenza del mattone
- Resistenza della malta
- Geometria del mattone
- Spessore dei giunti
- Deformabilità del mattone
- Deformabilità della malta
- Capacità di assorbimento d'acqua dei mattoni
- Capacità di ritenzione d'acqua della malta
- Aderenza fra malta e mattoni

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Resistenza a compressione di muratura, blocchi e malta



Sperimentalmente si osserva che la resistenza a compressione della muratura è inferiore a quella dei blocchi ma superiore a quella della malta.

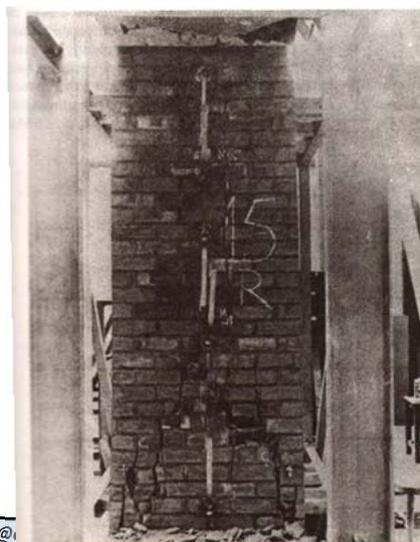
È dunque chiaro che **l'interazione fra i due materiali è fondamentale.**

Paolo
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Quadro fessurativo nella rottura per schiacciamento sotto carichi verticali



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Influenza di diversi tipi di giunto sulla resistenza a compressione

Tipo di giunto	Resistenza a compressione (N/mm ²)	Rapporto con la resistenza del mattone
Acciaio	56.48	1.4
Legno compensato	46.39	1.15
Cartone	43.89	1.09
Politene	16.99	0.42
Gomma con fibre	11.71	0.29
Gomma tenera	6.99	0.17
Contatto diretto	37.20	0.93
Malta $\left(1:\frac{1}{4}:3\right)$	14.0	0.35

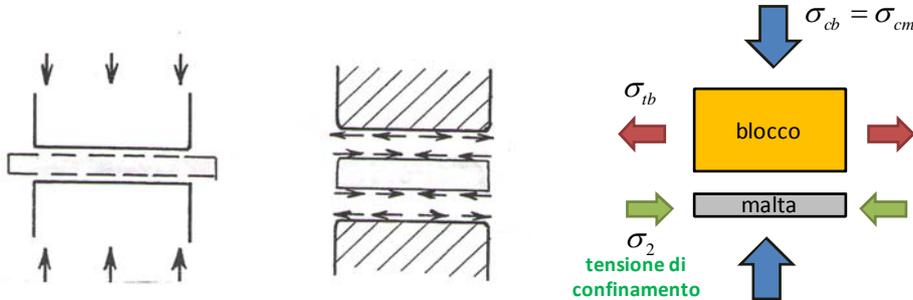
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

(Morsy, 1968)

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Tensioni orizzontali dovute ai carichi verticali



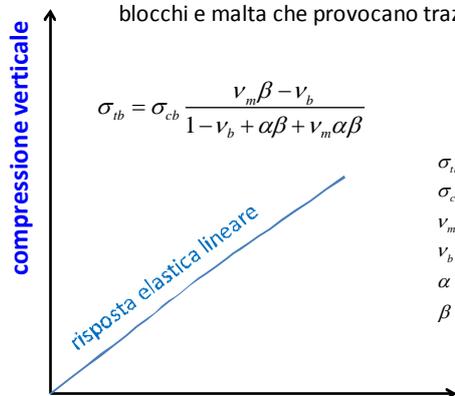
- 1) Poiché la malta ha una deformabilità maggiore di quella dei blocchi, se fosse libera di scorrere su questi tenderebbe ad avere deformazioni orizzontali maggiori per effetto del minore modulo elastico e del diverso coefficiente di Poisson.
- 2) Tali deformazioni sono impedito dall'attrito fra malta e blocchi che si manifesta con tensioni tangenziali che ripristinano la congruenza fra i due materiali.
- 3) Tali tensioni tangenziali risultano in **tensioni orizzontali di compressione sulla malta** e di **trazione sui blocchi**.

Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it
Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Risposta elastica (Haller, 1959)

Se si studiano blocchi e malta come materiali elastici si ottiene che all'aumentare del carico verticale aumentano in proporzione anche le tensioni tangenziali fra blocchi e malta che provocano trazione nei blocchi e compressione nella malta.

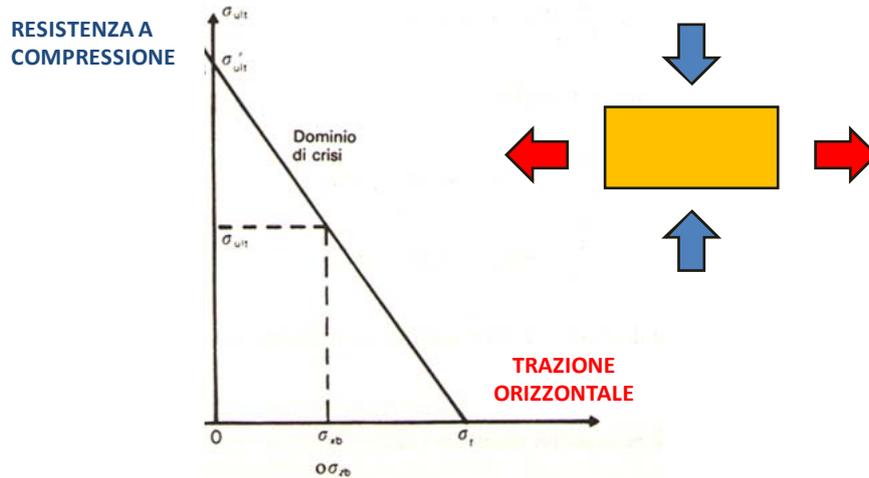


σ_{tb} trazione orizzontale nei blocchi
 σ_{cb} compressione verticale nei blocchi
 v_m coefficiente di Poisson della malta
 v_b coefficiente di Poisson dei blocchi
 $\alpha = t_b / t_m$ rapporto fra spessori di blocchi e malta
 $\beta = E_b / E_m$ rapporto fra moduli elastici di blocchi e malta

Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it
Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Dominio di rottura alla Coulomb per i blocchi



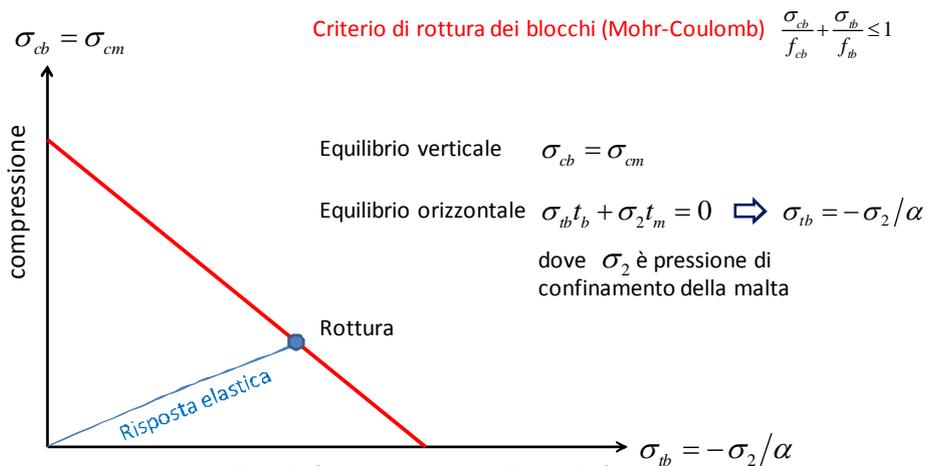
La resistenza a compressione dei blocchi diminuisce all'aumentare della trazione trasversale

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Risposta elastica e rottura lato blocchi



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Teoria basata sull'analisi elastica (Haller, 1959)

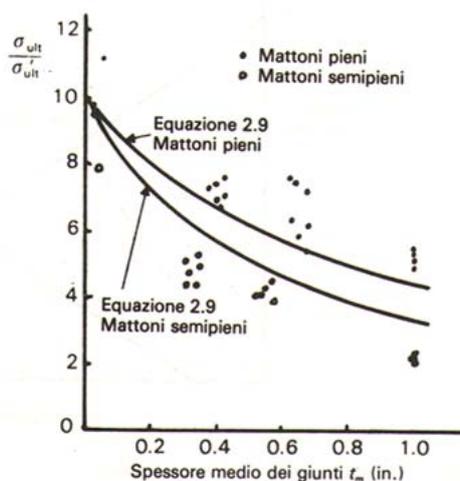
Imponendo congruenza ed equilibrio fra blocchi e malta e considerando un dominio di rottura alla Coulomb per il mattone si ottiene la seguente relazione fra resistenza della muratura e resistenza dei blocchi

$$f_c = f_{cb} \frac{1}{1 + \frac{\Phi(\beta v_m - v_b)}{\alpha \beta (1 - v_m)}}$$

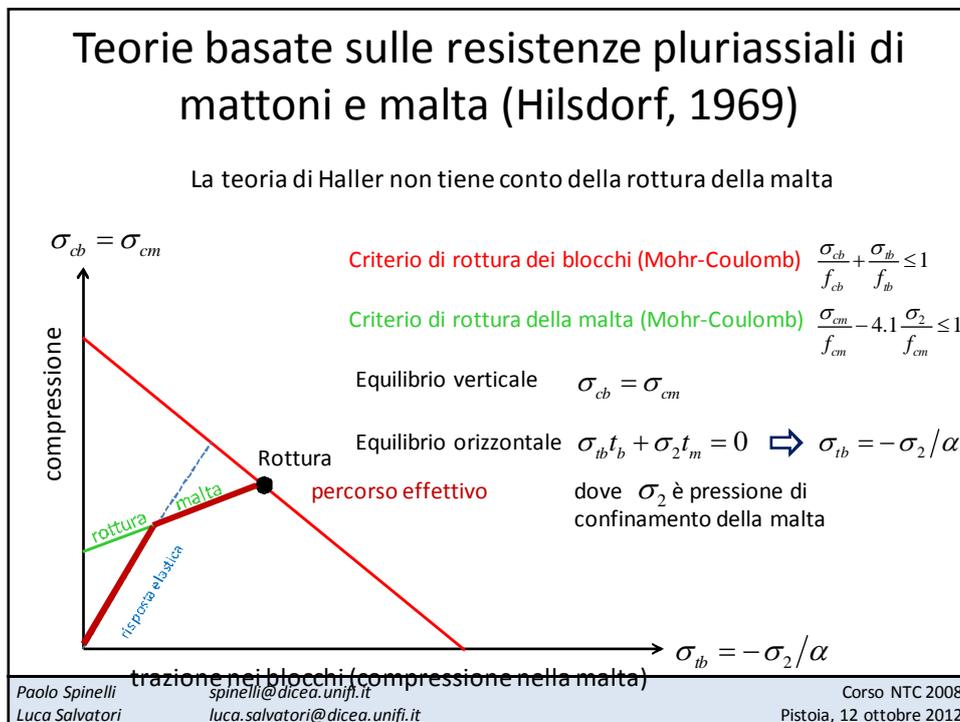
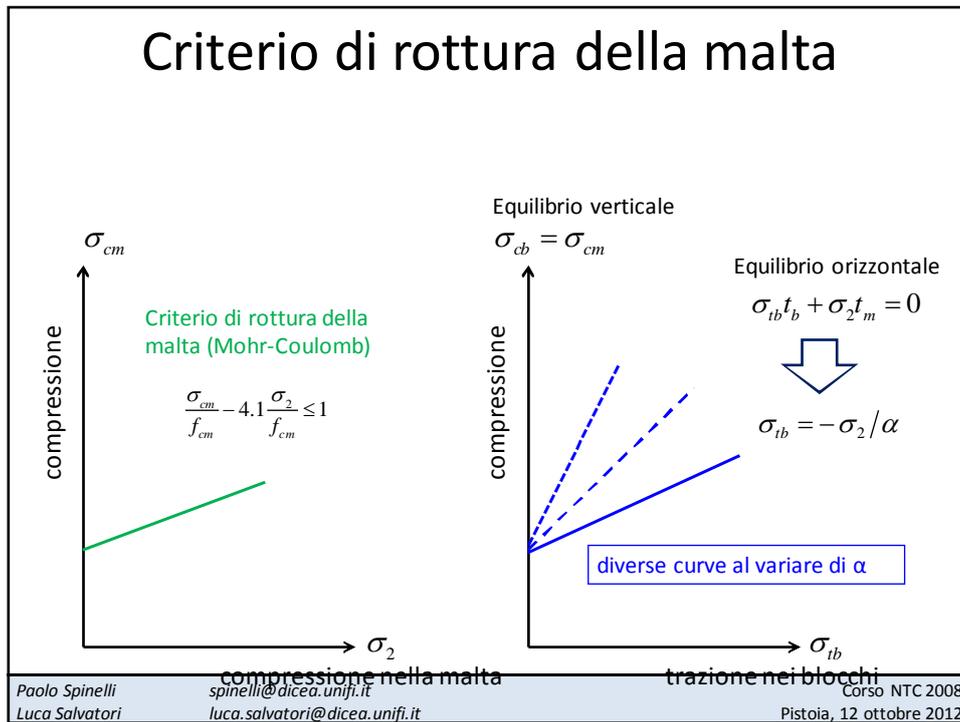
f_{cb}	resistenza a compressione dei blocchi
v_m	coefficiente di Poisson dei blocchi
v_b	coefficiente di Poisson della malta
$\Phi = f_{cb}/f_{tb}$	rapporto fra resistenza a compressione e a trazione dei blocchi
$\alpha = t_b/t_m$	rapporto fra spessore dei blocchi e della malta
$\beta = E_b/E_m$	rapporto fra modulo elastico dei blocchi e della malta

La resistenza a compressione aumenta con lo spessore relativo dei blocchi rispetto ai giunti.
 Paolo Spinelletti - Dipartimento di Ingegneria ed Architettura - Corso NTC 2008
 Luca Salvatori - luca.salvatori@dicea.unifi.it - Pistoia, 12 ottobre 2012

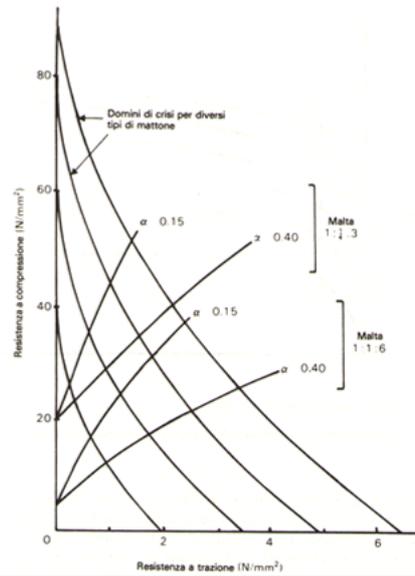
Confronti con relazioni sperimentali



La formula ricavata dall'analisi elastica non tiene conto della resistenza della malta.
 Paolo Spinelletti - Dipartimento di Ingegneria ed Architettura - Corso NTC 2008
 Luca Salvatori - luca.salvatori@dicea.unifi.it - Pistoia, 12 ottobre 2012



Resistenza a compressione in funzione dei domini pluriassiali di blocchi e malta

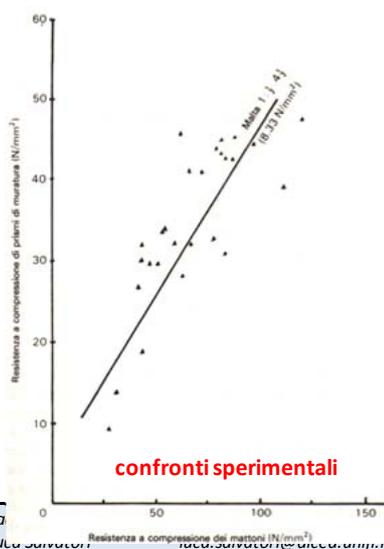


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spin
lucc

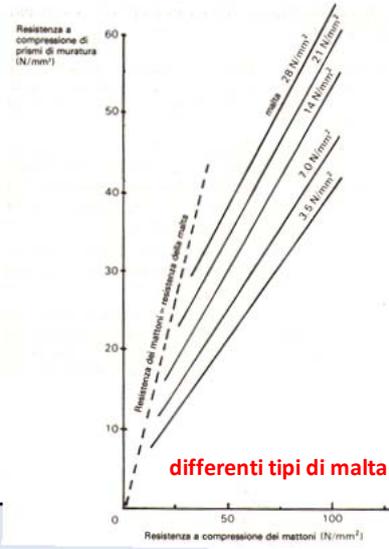
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Resistenza della muratura in funzione della resistenza dei blocchi



Pa

Luca Salvatori



NTC 2008
12 ottobre 2012

Resistenza caratteristica secondo l'EC6

$$f_k = K f_b^{0,65} f_m^{0,25}$$

f_b resistenza dei blocchi (N/mm²)
 f_m resistenza della malta (N/mm²)
 K costante tabulata

valori di K

0,60 per gli elementi per muratura del gruppo 1 quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza dell'elemento in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso [vedere figure 5.1 a) e 5.2];

0,55 per gli elementi per muratura del gruppo 2a quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso;

0,50 per gli elementi per muratura del gruppo 2b quando lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso;

0,50 quando, per gli elementi per muratura del gruppo 1, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta o parte della lunghezza della muratura [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4];

0,45 quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2a, c'è un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la lunghezza della muratura o parte di essa [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4];

0,40 quando, per gli elementi per muratura del gruppo 2b, ci sia un giunto di malta longitudinale continuo su tutta la lunghezza della muratura o parte di essa [vedere figure 5.1 b), 5.3 e 5.4];

0,40 per gli elementi del gruppo 3;

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Malte per muratura (11.10.2)

Per garantire durabilità è necessario che i componenti la miscela non contengano sostanze organiche o grassi o terrose o argillose. Le calci aeree e le pozzolane devono possedere le caratteristiche tecniche ed i requisiti previsti dalle vigenti norme

Le prestazioni meccaniche di una malta sono definite mediante la sua resistenza media a compressione f_m . La categoria di una malta è definita da una sigla costituita dalla lettera M seguita da un numero che indica la resistenza f_m espressa in N/mm² secondo la Tabella 11.10.III. Per l'impiego in muratura portante non è ammesso l'impiego di malte con resistenza $f_m < 2,5$ N/mm².

Tabella 11.10.III - Classi di malte a prestazione garantita

Classe	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20	M d
Resistenza a compressione N/mm ²	2,5	5	10	15	20	d

d è una resistenza a compressione maggiore di 25 N/mm² dichiarata dal produttore

Le modalità per la determinazione della resistenza a compressione delle malte sono riportate nella norma UNI EN 1015-11: 2007.

NUOVA DENOMINAZIONE DELLE MALTE RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Malte a composizione prescritta (11.10.2.2)

Tabella 11.10.IV - Classi di malte a composizione prescritta

Classe	Tipo di malta	Composizione				
		Cemento	Calce aerea	Calce idraulica	Sabbia	Pozzolana
M 2,5 (M4)	Idraulica	--	--	1	3	--
M 2,5 (M4)	Pozzolonica	--	1	--	--	3
M 2,5 (M4)	Bastarda	1	--	2	9	--
M 5 (M3)	Bastarda	1	--	1	5	--
M 8 (M2)	Cementizia	2 (1)	--	1 (0.5)	8 (4)	--
M 12 (M1)	Cementizia	1	--	--	3	--

DENOMINAZIONI VARIATE RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Stima della resistenza a compressione (11.10.3.1.2)

Resistenza a compressione in funzione della resistenza dei blocchi e della malta

Tabella 11.10.V - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm^2	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	--

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Elementi naturali

Tabella 11.10.VI- Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm^2)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	1,0
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
$\geq 40,0$	14,3	12,0	10,4	--

Nel caso di murature costituite da elementi naturali si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0.75 f_{bm}$$

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Resistenze di progetto (4.5.6.1)

Le resistenze di progetto da impiegare, rispettivamente, per le verifiche a compressione, pressoflessione e a carichi concentrati (f_d), e a taglio (f_{vd}) valgono:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad (4.5.2)$$

$$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M \quad (4.5.3)$$

dove

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio della muratura in presenza delle effettive tensioni di compressione, valutata con

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_n \quad (4.5.4)$$

in cui

f_{vko} è definita al § 4.5.3 e σ_n è la tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti sulla sezione di verifica;

modello alla Mohr-Coulomb: f_{vko} coesione
0.4 coefficiente di attrito

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Coefficienti parziali di sicurezza

Dipende dalla categoria degli elementi resistenti, dal tipo di malta e dalla **classe di esecuzione**

Tabella 4.5.II. Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

NEL DM'87 VALE 3.0

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Classe di esecuzione

	Classe 1	Classe 2
disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, dipendente dell'impresa esecutrice, per la supervisione del lavoro (capocantiere)	X	X
disponibilità di specifico personale qualificato e con esperienza, indipendente dall'impresa esecutrice, per il controllo ispettivo del lavoro (direttore dei lavori)	X	X
controllo e valutazione in loco delle proprietà della malta e del calcestruzzo	X	
dosaggio dei componenti della malta "a volume" con l'uso di opportuni contenitori di misura e controllo delle operazioni di miscelazione o uso di malta premiscelata certificata dal produttore	X	

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Stima dei moduli di elasticità secanti (11.10.3.4)

In sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante $E = 1000 f_k$
 - modulo di elasticità tangenziale secante $G = 0.4 E$
- $\nu = \frac{E}{2G} - 1 = 0.25$
 Coefficiente di Poisson

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Secondo la Circolare 1981 (metodo POR) $E = 6 G$

Coefficiente di Poisson $\nu = \frac{E}{2G} - 1 = 2 > 0.5$

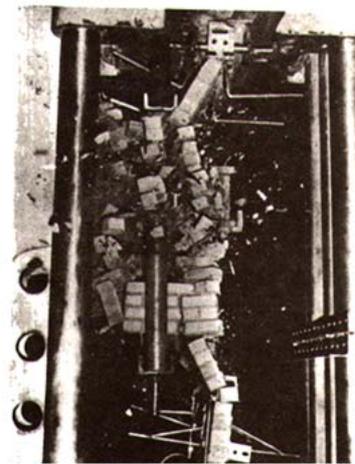
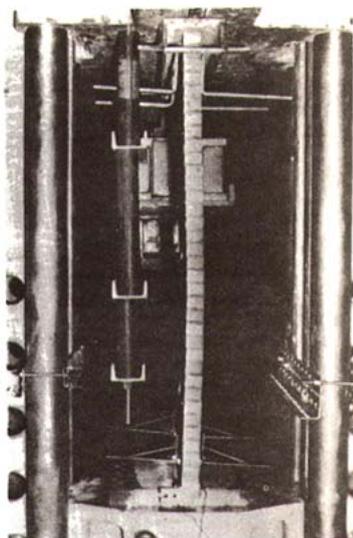
**Valore inammissibile per la stabilità materiale
(non funziona nei codici ad elementi finiti)**

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

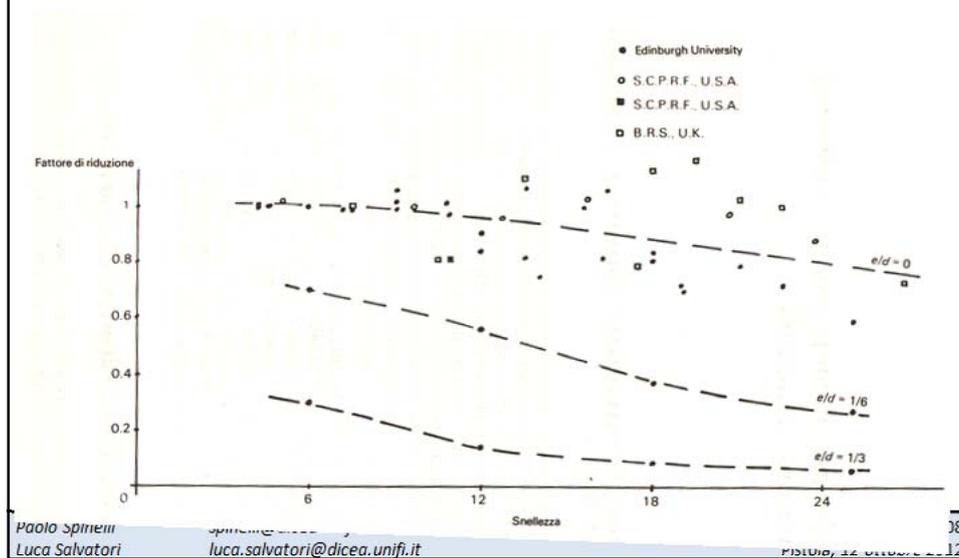
Rottura per perdita della stabilità



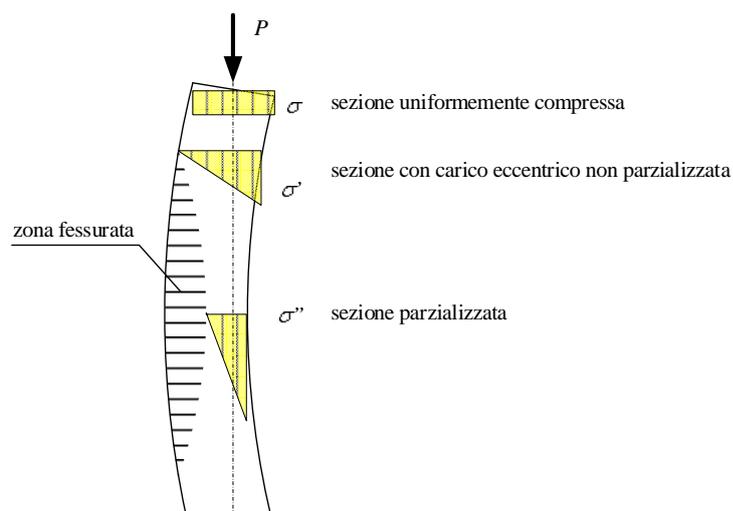
Luca Salvatori

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

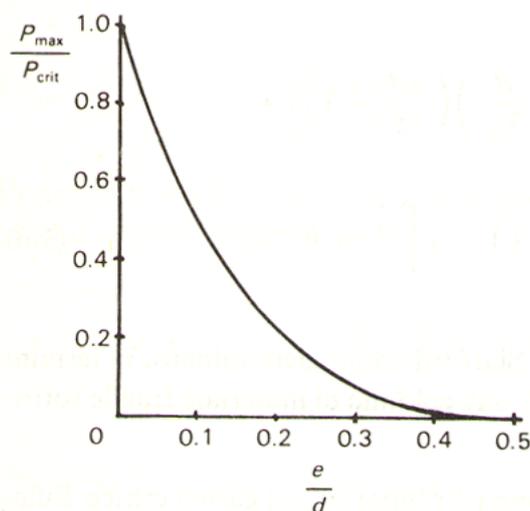
Fattore di riduzione della capacità portante in funzione della snellezza h/t



Effetti del secondo ordine in presenza di non resistenza a trazione



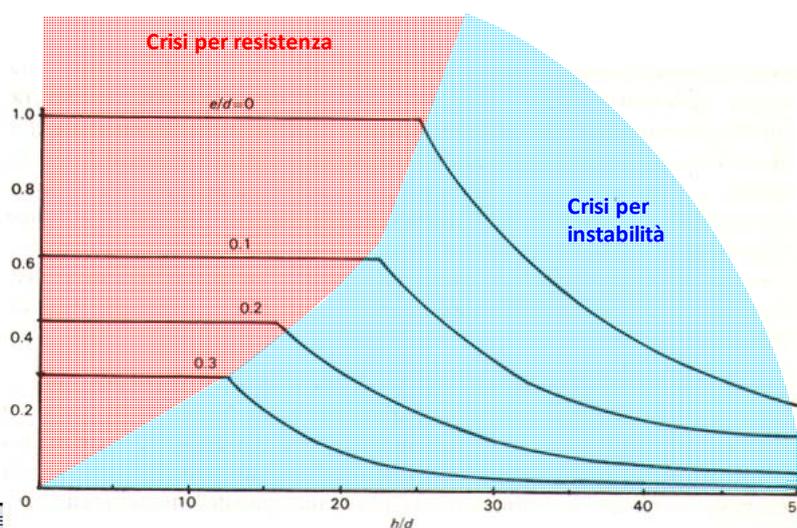
Diminuzione del carico critico per la perdita di stabilità in funzione dell'eccentricità del carico



Paolo Spinelli spi
Luca Salvatori luc

Corso NTC 2008
...istoia, 12 ottobre 2012

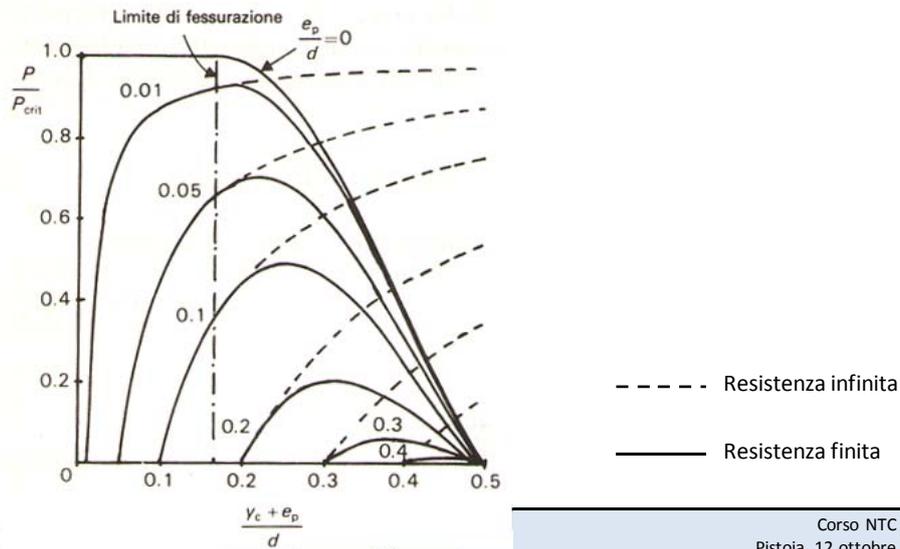
Riduzione della resistenza di elementi in muratura in funzione dell'eccentricità della compressione



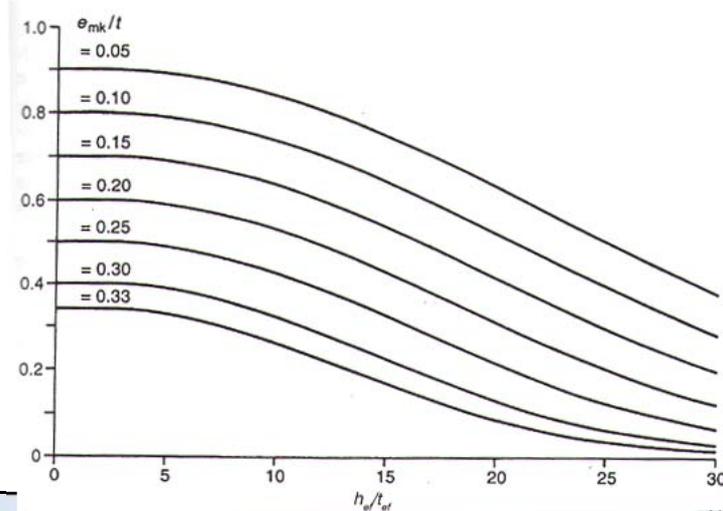
Paolo Spine
Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

C2008
e 2012

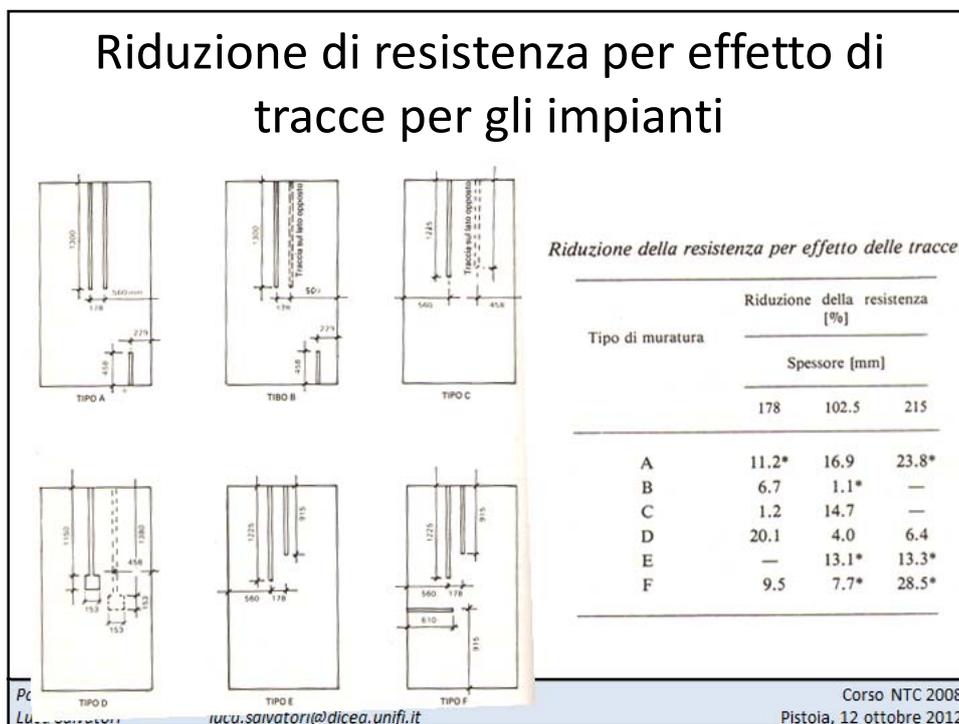
Curve carico-spostamento per differenti eccentricità



Coefficiente di riduzione della resistenza in funzione della snellezza per differenti eccentricità



Riduzione di resistenza per effetto di tracce per gli impianti



Snellezza convenzionale (4.5.6.2)

I fenomeni del secondo ordine possono essere controllati mediante la snellezza convenzionale della parete, definita dal rapporto:

$$\lambda = h_0 / t \quad (4.5.1)$$

dove h_0 è la lunghezza libera di inflessione della parete valutata in base alle condizioni di vincolo ai bordi espresse dalla (4.5.6) e t è lo spessore della parete.

Il valore della snellezza λ non deve risultare superiore a 20.

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Lunghezza di libera inflessione

Per la valutazione della snellezza convenzionale λ della parete secondo l'espressione (4.5.1) la lunghezza libera d'inflessione del muro h_0 è data dalla relazione

$$h_0 = \rho h \quad (4.5.6)$$

in cui il fattore ρ tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali e h è l'altezza interna di piano; ρ assume il valore 1 per muro isolato, e i valori indicati nella Tab. 4.5.IV, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a $0,3 h$, posti ad interasse a .

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno $1/5$ dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume $\rho = 1$.

Nella lunghezza l del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

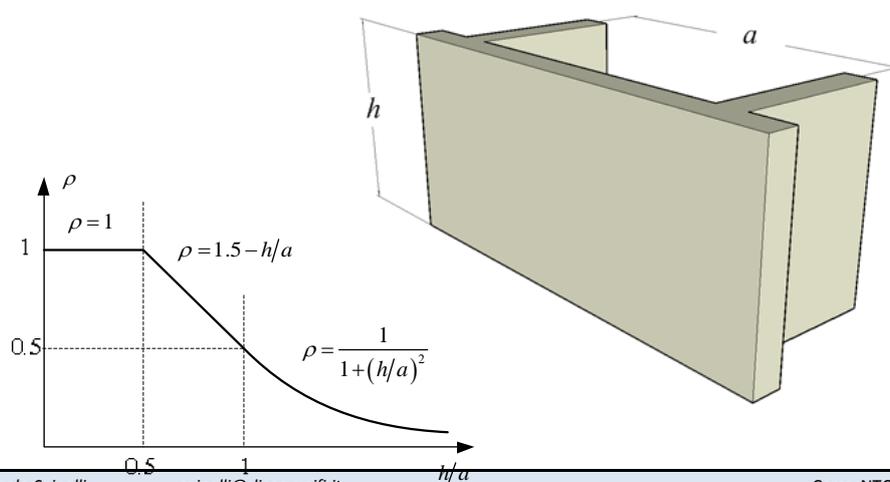
SOLO ALCUNE PRECISAZIONI IN PIÙ RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Coefficiente di vincolo



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Coefficiente di eccentricità

Tabella 4.5.IV - *Fattore laterale di vincolo*

h/a	ρ
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

Il coefficiente di eccentricità m è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t \quad (4.5.7)$$

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Eccentricità dei carichi verticali

a) eccentricità totale dei carichi verticali: $e_s = e_{s1} + e_{s2}$;

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = -\frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2} \quad (4.5.8)$$

dove:

e_{s1} : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

e_{s2} : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

N_1 : carico trasmesso dal muro soprastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

N_2 : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

d_1 : eccentricità di N_1 rispetto al piano medio del muro da verificare;

d_2 : eccentricità di N_2 rispetto al piano medio del muro da verificare;

tali eccentricità possono essere positive o negative;

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Eccentricità dei carichi verticali

$$\frac{M}{P} = e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$e_{s1} = \frac{P_1 d_1}{P_1 + \sum P_2}$ Contributo delle pareti superiori

$e_{s2} = \frac{\sum P_2 d_2}{P_1 + \sum P_2}$ Contributo dei solai

unifi.it dicea.unifi.it Corso NTC 2008 Pistoia, 12 ottobre 2012

Tolleranza di esecuzione

b) eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione, e_a .

Considerate le tolleranze morfologiche e dimensionali connesse alle tecnologie di esecuzione degli edifici in muratura si deve tener conto di una eccentricità e_a che è assunta almeno uguale a

$$e_a = \frac{h}{200}, \quad (4.5.9)$$

con h altezza interna di piano.

INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali

c) eccentricità e_v dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura,

$$e_v = \frac{M_v}{N}, \quad (4.5.10)$$

dove M_v ed N sono, rispettivamente, il massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali e lo sforzo normale nella relativa sezione di verifica. Il muro è supposto incernierato al livello dei piani e, in mancanza di aperture, anche in corrispondenza dei muri trasversali, se questi hanno interasse minore di 6 metri.

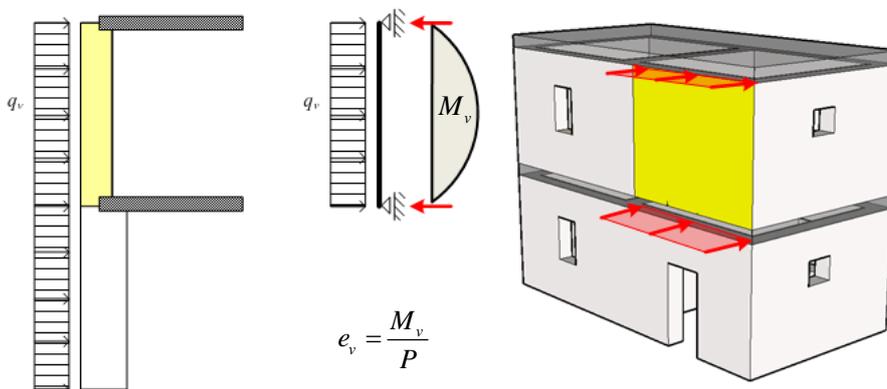
INVARIATO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Effetti dei carichi orizzontali



È consentito uno schema statico semplicemente appoggiato su ciascun interpiano

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

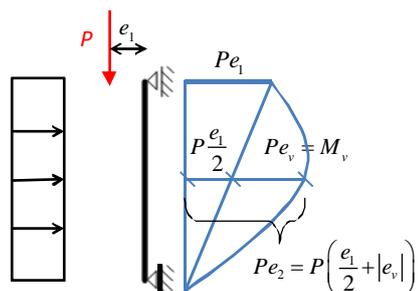
Combinazioni di carico

$$e_1 = |e_s| + e_a$$

Per le verifiche delle sezioni in corrispondenza degli impalcanti

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

Per le verifiche delle sezioni a metà interpiano



In ogni caso deve risultare: $e_1 \leq 0.33t$

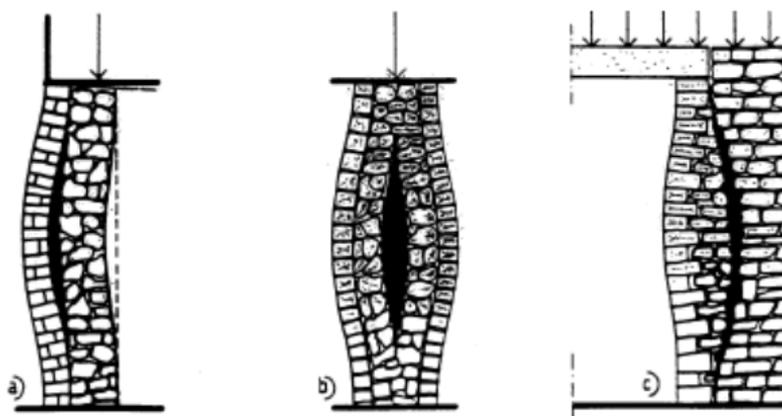
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

$$e_2 \leq 0.33t$$

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Valutazioni specifiche della stabilità



In caso di muratura "a sacco" o con paramenti scarsamente ammorsati, ovvero in caso di pareti giustapposte è opportuno effettuare valutazioni specifiche

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Coefficiente di riduzione della resistenza

Tabella 4.5.III - Valori del coefficiente Φ con l'ipotesi della articolazione (a cerniera)

Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16 (0.15)
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

DIVERSO ARROTONDAMENTO RISPETTO AL DM'87

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

C4.5

“E' opportuno ricordare che le tensioni di compressione possono essere distribuite in modo non uniforme in direzione longitudinale al muro, a causa di una eccentricità longitudinale della risultante dei carichi verticali. Tale eccentricità longitudinale può essere dovuta alle modalità con cui i carichi verticali sono trasmessi al muro, oppure alla presenza di momenti nel piano del muro dovuti ad esempio alla spinta del vento nel caso di muri di controvento.

E' necessario tenere conto, nella verifica di sicurezza, della distribuzione non uniforme in senso longitudinale delle compressioni.

In alternativa, è possibile valutare l'eccentricità longitudinale dei carichi verticali e definire una ulteriore riduzione convenzionale della resistenza a compressione applicando alla resistenza ridotta $f_{d,rid}$ un ulteriore coefficiente ϕ_1 valutato dalla tabella 4.5.III delle NTC, ponendo $m = 6el/l$ dove l è la lunghezza del muro, e ponendo $\lambda = 0$. La verifica di sicurezza viene formulata quindi come $N_d \leq \phi \phi_1 f_d t l$ dove N_d è il carico verticale totale agente sulla sezione del muro oggetto di verifica.”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Verifica a presso-flessione e stabilità fuori dal piano per carichi verticali (4.5)

È una verifica a **presso-flessione** e **stabilità**

$$P_d \leq \Phi_t f_d t l$$

Nel DM'08 non viene fatta menzione degli **effetti flessionali nel piano**.

Nella Circolare viene **ripreso integralmente il DM'87** e si tiene conto di eventuali effetti flettenti nel piano tramite l'ulteriore fattore Φ_l , ottenuto ponendo $\lambda = 0$ ed usando l'eccentricità fuori dal piano $e_l = M_l/P$ nella Tabella 4.5.III.

Presso-flessione nel piano e fuori dal piano e stabilità

$$P_d \leq \Phi_l \Phi_t f_d t l$$

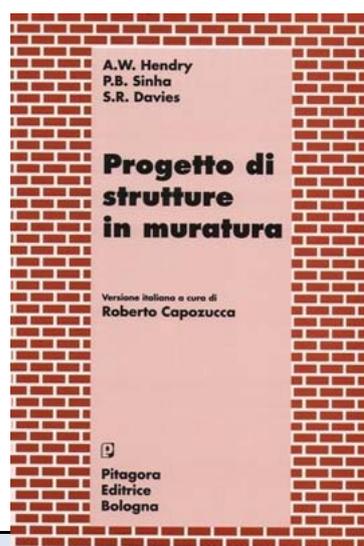
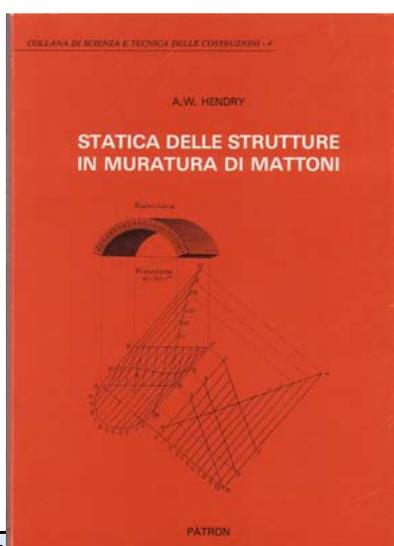
Snellezza λ	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

A. W. Hendry (1986, 1997)

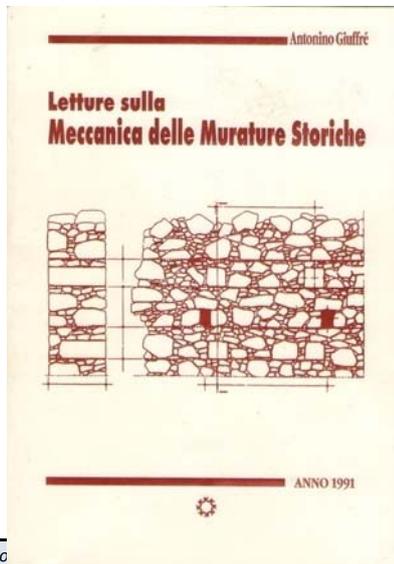


Paolo
Luca Salvatori

luca.salvatori@dicea.unifi.it

© 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

A. Giuffré (1991) – M. A. Pisani (2008)



Paolo
Luca Salvatori

luca.salvatori@dicea.unifi.it

2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Parte 2

Azioni sismiche (e non): analisi globale

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Organizzazione strutturale (4.5.4)

“L’edificio a muratura portante deve essere **concepito come una struttura tridimensionale**. I sistemi resistenti di pareti di muratura, gli orizzontamenti e le fondazioni devono essere collegati tra di loro in modo da resistere alle azioni verticali ed orizzontali.

I pannelli murari sono considerati resistenti anche alle azioni orizzontali quando hanno una lunghezza non inferiore a 0,3 volte l’altezza di interpiano; essi svolgono funzione portante, quando sono sollecitati prevalentemente da azioni verticali, e svolgono funzione di controvento, quando sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali. **Ai fini di un adeguato comportamento statico e dinamico dell’edificio, tutti le pareti devono assolvere, per quanto possibile, sia la funzione portante sia la funzione di controventamento.**

Gli orizzontamenti sono generalmente solai piani, o con falde inclinate in copertura, che **devono assicurare, per resistenza e rigidezza, la ripartizione delle azioni orizzontali fra i muri di controventamento.** [...]”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

“Per garantire un **comportamento scatolare, muri ed orizzontamenti devono essere opportunamente collegati fra loro**. Tutte le pareti devono essere collegate al livello dei solai mediante **cordoli di piano** di calcestruzzo armato e, tra di loro, mediante ammassamenti lungo le intersezioni verticali. I cordoli di piano devono avere adeguata sezione ed armatura. **Devono inoltre essere previsti opportuni incatenamenti al livello dei solai**, aventi lo scopo di collegare tra loro i muri paralleli della scatola muraria. Tali incatenamenti devono essere realizzati per mezzo di armature metalliche o altro materiale resistente a trazione, le cui estremità devono essere efficacemente ancorate ai cordoli. Per il collegamento nella direzione di tessitura del solaio possono essere omessi gli incatenamenti quando il collegamento è assicurato dal solaio stesso. Per il collegamento in direzione normale alla tessitura del solaio, si possono adottare opportuni accorgimenti che sostituiscano efficacemente gli incatenamenti costituiti da tiranti estranei al solaio. [...]”

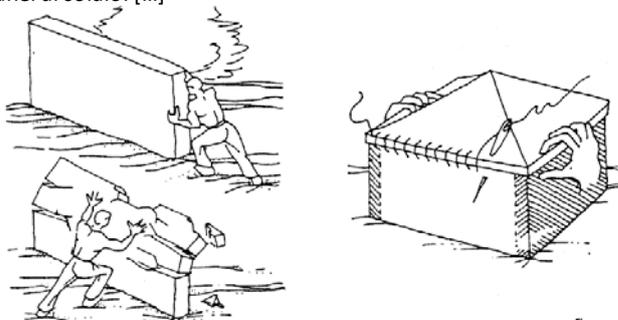


figura da Touliatos, 1996
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Effetto dei piani rigidi e dei cordoli sulle pareti trasversali all'azione sismica

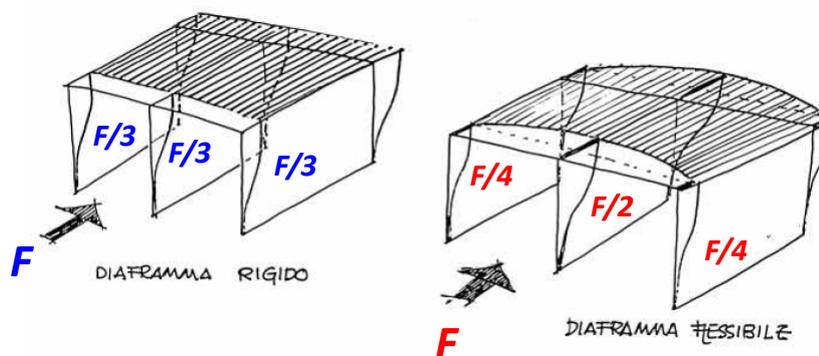


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Effetto dei piani rigidi sulle pareti di controvento

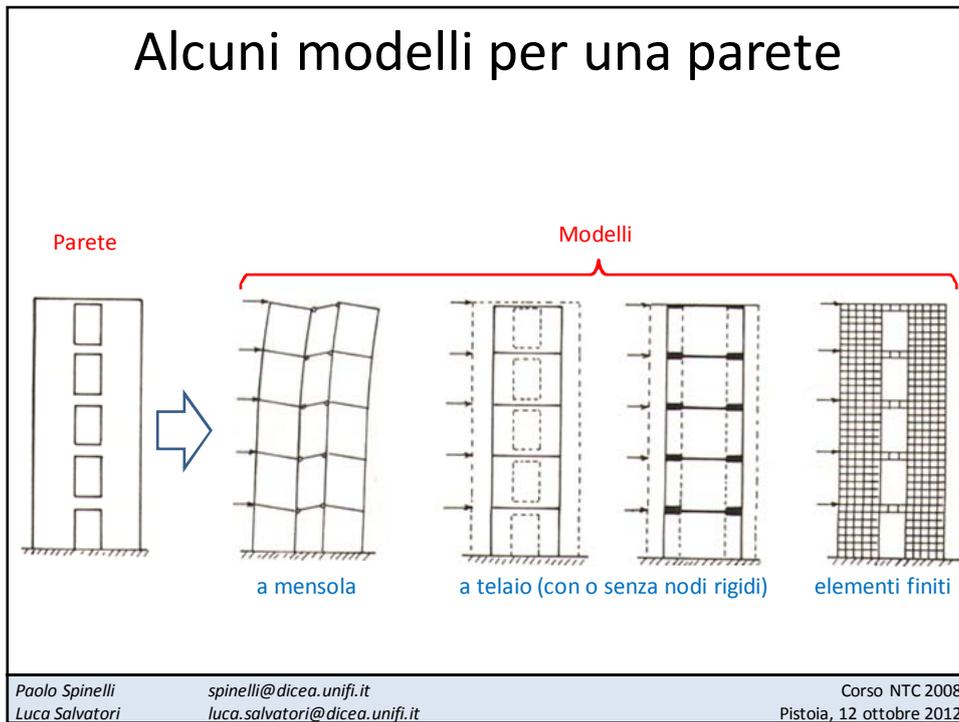


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

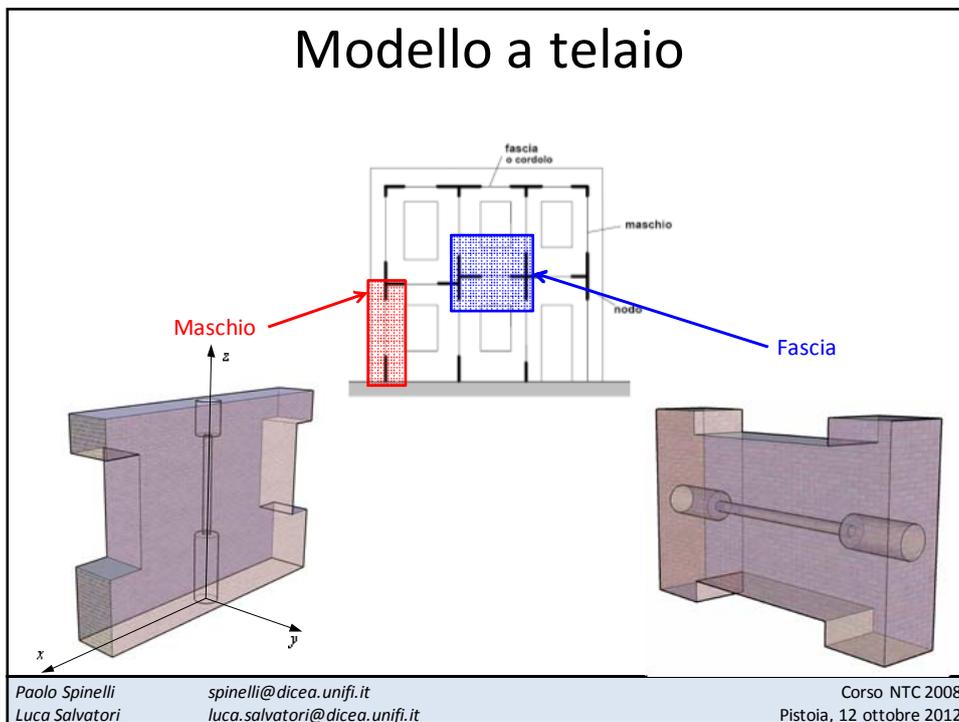
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

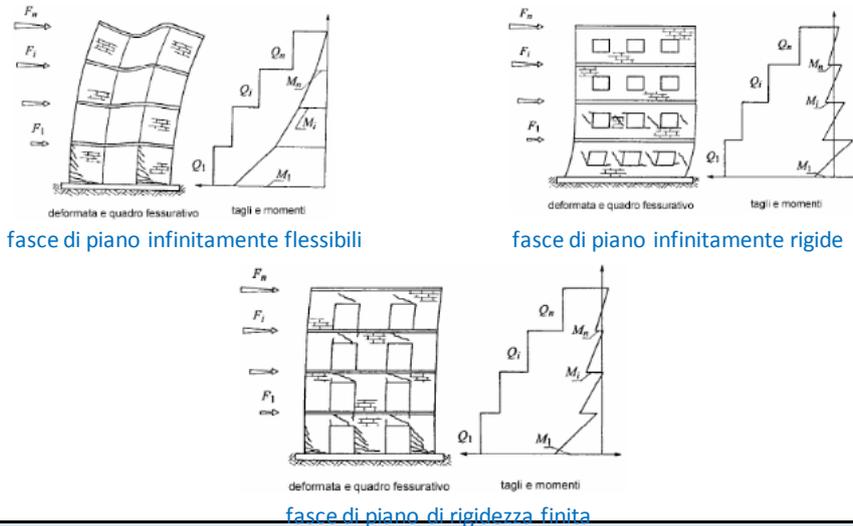
Alcuni modelli per una parete



Modello a telaio



Effetti della rigidità delle fasce di piano



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

4.5.5 ANALISI STRUTTURALE

La risposta strutturale è calcolata usando:

- **analisi semplificate.**
- **analisi lineari, assumendo i valori secanti dei moduli di elasticità**
- **analisi non lineari**

Per la valutazione di effetti locali è consentito l'impiego di modelli di calcolo relativi a parti isolate della struttura.

Per il calcolo dei carichi trasmessi dai solai alle pareti e per la valutazione su queste ultime degli effetti delle **azioni fuori dal piano, è consentito l'impiego di modelli semplificati, basati sullo schema dell'articolazione completa alle estremità degli elementi strutturali.**

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Verifiche agli stati limite ultimi (4.5.6.2)

Gli stati limite ultimi da verificare sono:

- **resistenza e stabilità fuori dal piano** del muro
- **presso flessione e taglio nel piano** del muro
- **flessione e taglio di travi di accoppiamento**
- **carichi concentrati**

“Le verifiche vanno condotte con riferimento a normative di comprovata validità.”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

4.5.6 VERIFICHE

Le verifiche sono condotte con l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione della muratura.

Oltre alle verifiche sulle pareti portanti, si deve eseguire anche la verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, quando prese in considerazione dal modello della struttura. Tali verifiche si eseguono in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali.

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

7.8.1.5.2 Analisi lineare statica

“[...]”

Nell'ipotesi di infinita rigidità nel piano dei solai, **il modello può essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.**

In alternativa, gli elementi di accoppiamento fra pareti diverse, quali travi o cordoli in cemento armato e travi in muratura (qualora efficacemente ammassate alle pareti), **possono essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza vengano effettuate anche su tali elementi.** Per gli elementi di accoppiamento in muratura si seguono i criteri di verifica di cui ai §§ 7.8.1.6, 7.8.2.2 e 7.8.3.2.

Possono essere considerate nel **modello travi di accoppiamento in muratura ordinaria solo se sorrette da un cordolo di piano o da un architrave resistente a flessione** efficacemente ammassato alle estremità. Per elementi di accoppiamento in cemento armato si seguono i criteri di cui al § 7.4.4.6, considerando efficaci per l'accoppiamento elementi aventi altezza almeno pari allo spessore del solaio. **In presenza di elementi di accoppiamento l'analisi può essere effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali possono essere considerate infinitamente rigide.** [...]”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Le **verifiche fuori piano possono essere effettuate separatamente** [...]”

7.8.1.5.4 Analisi statica non lineare

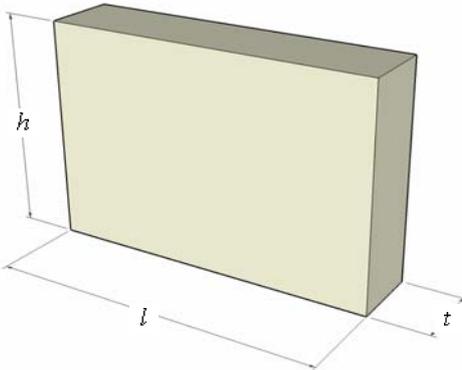
“[...] I **pannelli murari possono essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico**, con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai §§ 7.8.2.2 e 7.8.3.2. [...]”

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

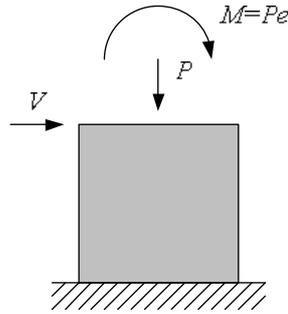
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Pannello murario



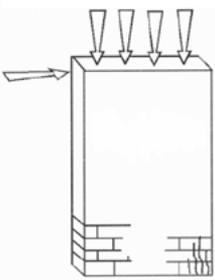
Idealizzazione del pannello murario



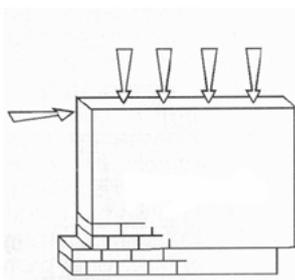
Caratteristiche di sollecitazione nel piano

Paolo Spinelli
Luca Salvatori
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

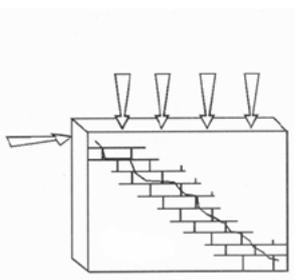
Stati limite nel piano



Presso-flessione



Taglio (scorrimento)



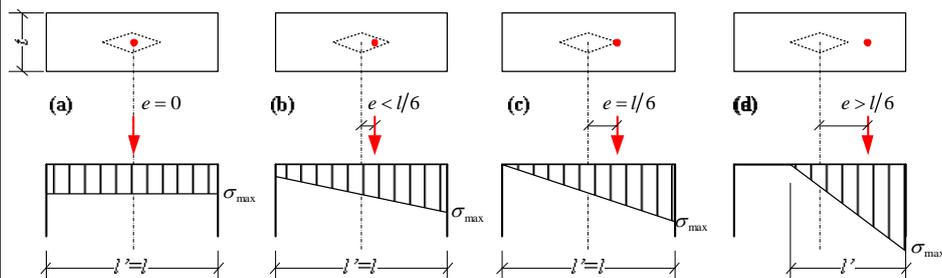
Taglio (fessurazione diagonale)

Paolo Spinelli
Luca Salvatori
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Presso-flessione

Consideriamo inizialmente le seguenti ipotesi:

- conservazione delle sezioni piane;
- non resistenza a trazione;
- **legame elastico lineare a compressione.**



Dall'equilibrio alla rotazione si ottiene
la lunghezza della zona parzializzata

$$\frac{l'}{l} = \begin{cases} 1 & \text{se } e/l \leq 1/6, \\ 1.5 - 3e/l & \text{se } e/l > 1/6. \end{cases}$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

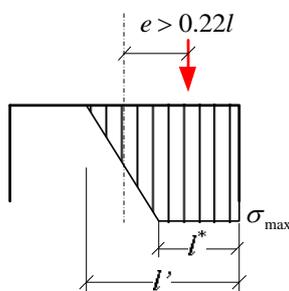
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Schiacciamento della muratura

Se la tensione σ_{max} supera la resistenza a compressione del materiale il diagramma lineare non va bene.

Considerando un **legame elastico - perfettamente plastico** si ha



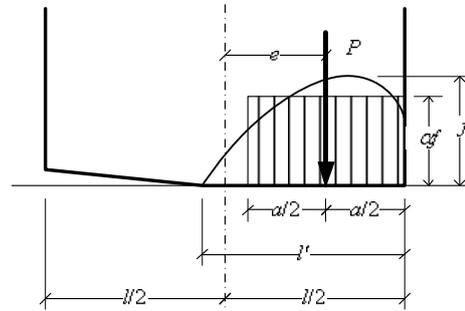
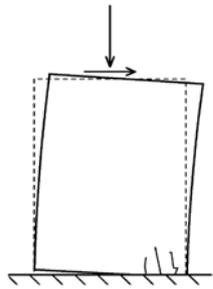
e si possono ricavare l' e l^* dall'equilibrio alla traslazione e rotazione.

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Stato limite ultimo per pressoflessione per azioni sismiche



Dall'equilibrio si ricava

$$M_u(P) = \frac{Pl}{2} \left(1 - \frac{P}{l\alpha f} \right) = \frac{\sigma_0 l^2}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{\alpha f} \right)$$

con

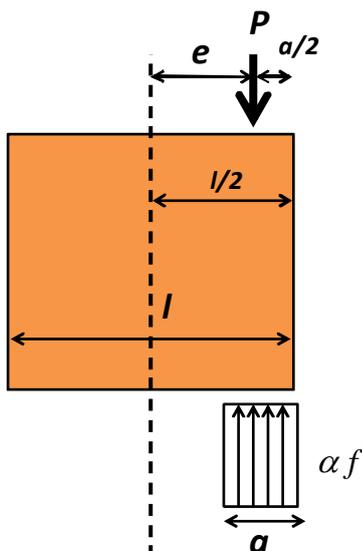
$$\sigma_0 = P/(tl)$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

equilibrio



alla traslazione

$$P = a\alpha f \Rightarrow a = \frac{P}{\alpha f}$$

alla rotazione

$$e = \frac{l}{2} - \frac{a}{2} = \frac{l}{2} \left(1 - \frac{a}{l} \right)$$

Momento ultimo

$$M_u(P) = Pe = \frac{Pl}{2} \left(1 - \frac{P}{l\alpha f} \right)$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

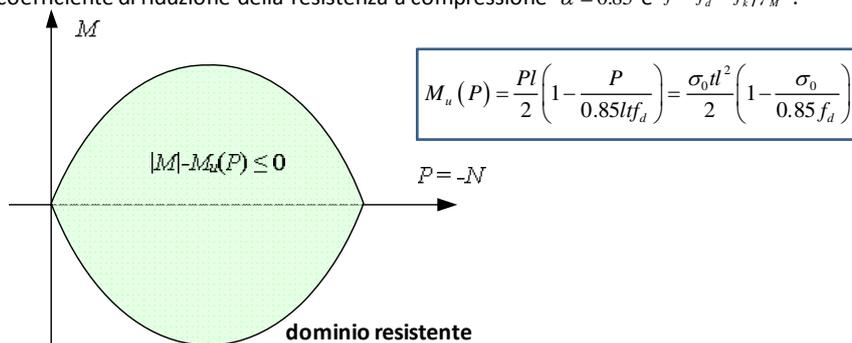
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Presso-flessione nel DM'08

Nel DM'08 la presso-flessione nel piano si può verificare, come si è visto, implicitamente tramite l'uso del coefficiente ϕ .

Per l'azione sismica invece si usa esplicitamente la formula precedente, ponendo il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione $\alpha = 0.85$ e $f = f_d = f_k / \gamma_M$.



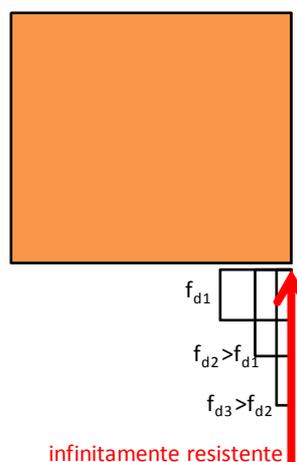
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Lo stato limite per ribaltamento è incluso nella verifica a presso-flessione

Corrisponde infatti al caso di resistenza infinita del materiale



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Pressoflessione nel piano (7.8.2.2.1)

La verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (l^2 t \sigma_0 / 2) (1 - \sigma_0 / 0,85 f_d)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= $P/(lt)$, con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo f_d pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

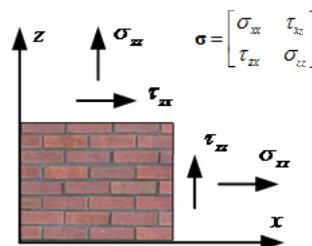
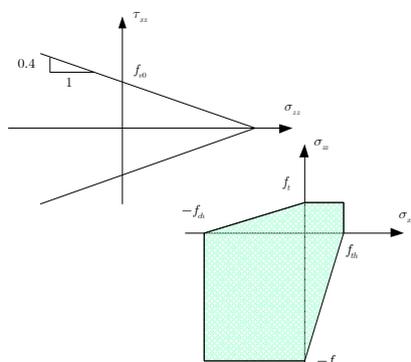
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Stato limite per scorrimento orizzontale

Basato sul criterio di rottura di Mohr-Coulomb

$$|\tau_{xz}| \leq \tau_u = c - \mu \sigma_{zz}$$



$$V_u = \int_0^l \int_0^t \tau dt dl$$

$$V_u = \tau_u t l'$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Taglio (7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P / (l't)$).

Il valore di f_{vk} non può comunque essere maggiore di $1,4 \bar{f}_{bk}$, dove \bar{f}_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

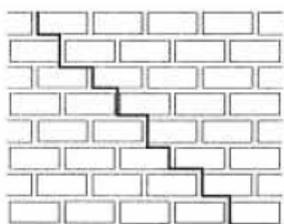
In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4\sigma_n$ con f_{vm0} resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre $f_{vm0} = f_{vk0}/0,7$), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di f_{vd} non può comunque essere maggiore di $2,0 f_{bk}$ né maggiore di 2,2 MPa.

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

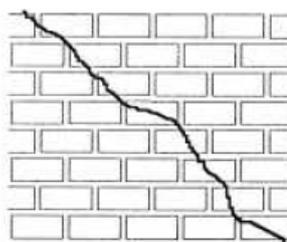
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Rotture diagonali per taglio



Scorrimento lungo i giunti deboli



Fessurazione diagonale per trazione



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

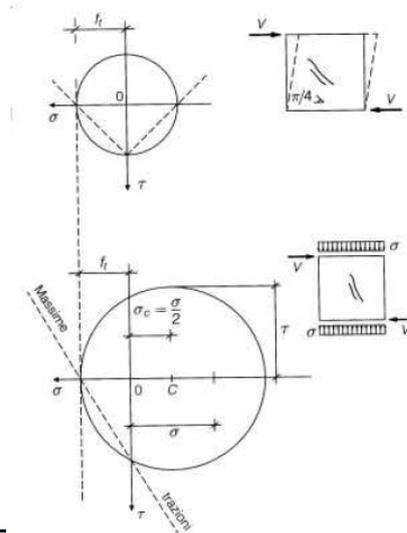
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Fessurazione diagonale

Basato sul criterio di Rankine della massima tensione principale

$$\tau_u = f_t \sqrt{1 + \frac{\sigma}{f_t}}$$



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Fessurazione diagonale

Nella Circolare, sostituisce la verifica a scorrimento negli edifici esistenti.

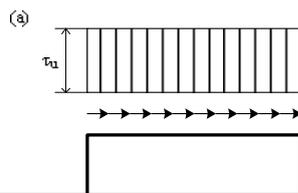
Con particolare indicazione per la muratura a **tessitura irregolare**.

$$V_u = tl \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}}$$

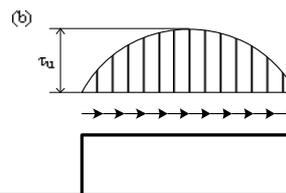
$$\sigma_0 = P/(tl)$$

$$1 \leq b = \frac{h}{l} \leq 1.5$$

Distribuzione uniforme (b=1)
(pannelli tozzi)



Distribuzione parabolica alla Jouraski (b=1.5)
(pannelli snelli)

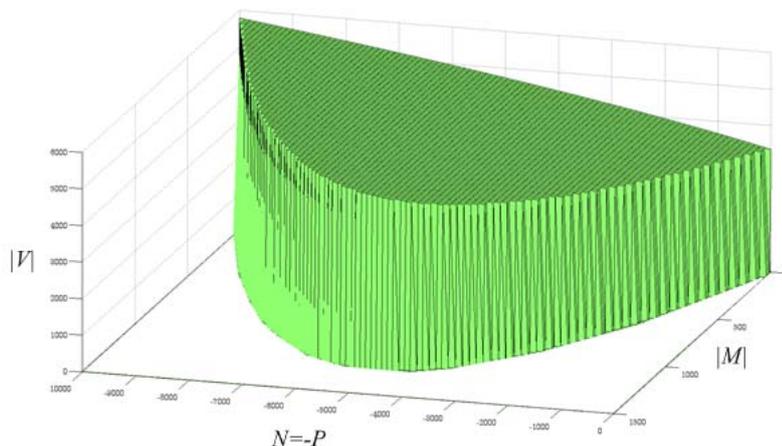


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Dominio resistente



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Travi in muratura (7.8.2.2.4)

La verifica di travi di accoppiamento in muratura ordinaria, in presenza di azione assiale orizzontale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. **Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo (ad es. quando l'analisi è svolta su modelli a telaio con l'ipotesi di solai infinitamente rigidi nel piano)**, ma siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli), i valori delle resistenze possono essere assunti non superiori ai valori di seguito riportati ed associati ai meccanismi di rottura per taglio o per pressoflessione.

La resistenza a taglio V_t di travi di accoppiamento in muratura ordinaria in presenza di un cordolo di piano o di un architrave resistente a flessione efficacemente ammortato alle estremità, può essere calcolata in modo semplificato come

$$V_t = h t f_{vd0}$$

dove:

h è l'altezza della sezione della trave

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione; nel caso di analisi statica non lineare può essere posta pari al valore medio ($f_{vd0} = f_{vm0}$).

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Verifica a presso-flessione delle fasce di piano

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come

$$M_u = H_p \cdot h / 2 \left[1 - H_p / (0,85 f_{hd} \cdot h \cdot t) \right]$$

dove

H_p è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 f_{hd} h t$

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$ è la resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete). Nel caso di analisi statica non lineare essa può essere posta uguale al valore medio ($f_{hd} = f_{hm}$).

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

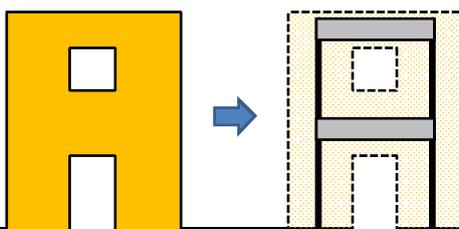
Metodo POR

IPOTESI:

- 1) Solai infinitamente rigidi nel proprio piano
- 2) Maschi elasto-plastici con duttilità limitata
- 3) Stato limite per fessurazione diagonale
- 4) Duttilità prefissata funzione del materiale
- 5) Fasce di piano infinitamente rigide e infinitamente resistenti
- 6) Sforzo normale nei maschi costante
- 7) Analisi per piani
- 8) Statica non lineare in controllo di carico

LIMITI:

- a) Ignorata la rottura per pressoflessione.
- b) Nella realtà le fasce si rompono o possono essere assenti.
- c) Per rispettare l'equilibrio globale, lo sforzo normale nei maschi varia al crescere delle forze orizzontali.

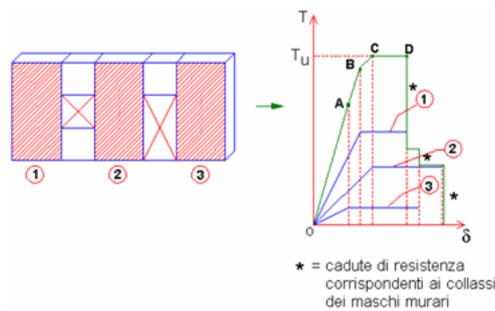


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

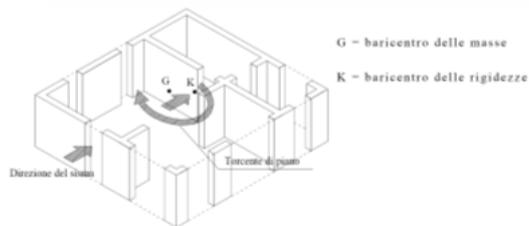
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Analisi in controllo di carico



Curva carico-spostamento di una parete, a partire dalle curve relative ai singoli pannelli



A livello di piano nascono effetti torsionali

* = cadute di resistenza corrispondenti ai collassi dei maschi murari

G = baricentro delle masse

K = baricentro delle rigidità

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

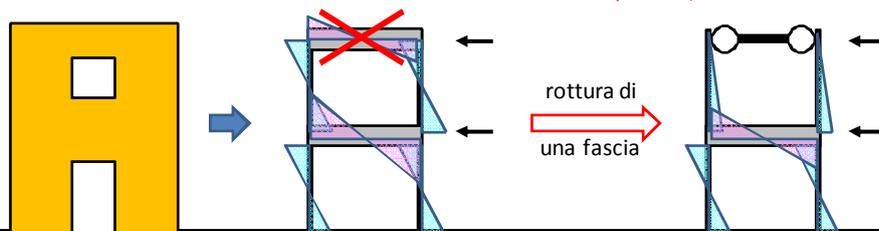
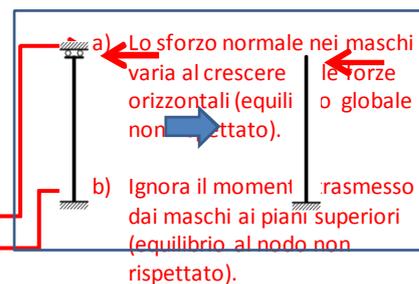
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Metodo PORFlex

IPOTESI:

- 1) Solai infinitamente rigidi nel proprio piano
- 2) Maschi elasto-plastici con duttilità limitata
- 3) Stati limite per fessurazione diagonale e pressoflessione
- 4) Duttilità prefissata funzione del materiale
- 5) Fasce di piano infinitamente rigide con rottura fragile
- 6) Sforzo normale nei maschi costante
- 7) Analisi per piani
- 8) Statica non lineare in controllo di carico

LIMITI:



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

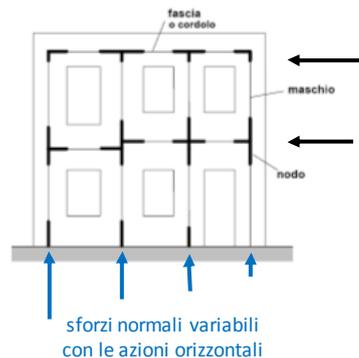
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Analisi statica non lineare secondo DM'08

IPOSTESI:

- 1) (Solai infinitamente rigidi nel proprio piano)
- 2) Maschi elasto-plastici con duttilità limitata
- 3) Stati limite per scorrimento (edifici nuovi) o fessurazione diagonale (edifici esistenti) e pressoflessione
- 4) Duttilità dipendente anche dalle dimensioni del pannello
- 5) Fasce di piano flessibili con rottura fragile
- 6) Sforzo normale nei maschi variabile con le azioni orizzontali
- 7) Analisi per di tutto l'edificio
- 8) Statica non lineare in controllo (indiretto) di spostamento (pushover)



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

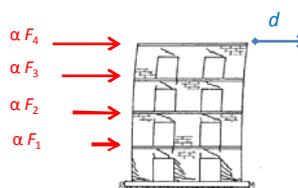
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

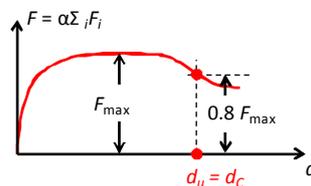
Analisi statica non lineare (1/3) determinazione della capacità

- 1) Distribuzione di forze statiche

α moltiplicatore dei carichi
 d Spostamento del punto di controllo (baricentro ultimo piano)



- 2) Analisi **pushover** per la costruzione della curva di capacità



- 3) Determinazione della capacità di spostamento d_c della struttura

- La capacità di spostamento corrisponde ad una riduzione di resistenza del 20%
- Il ramo decrescente della curva di capacità è determinato dal «fuori uso» dei singoli pannelli murari
- Secondo le NTC'08 la capacità di spostamento δ del singolo pannello dipende solo dall'altezza e dalla modalità di rottura

$$\delta_{u, \text{pannello}} = \begin{cases} 0.004 h & \text{per rottura a taglio} \\ 0.008 h & \text{per rottura a pressoflessione} \end{cases}$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

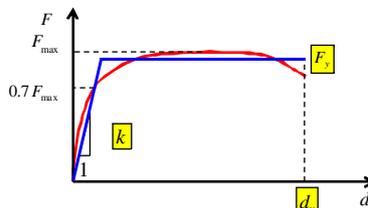
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Analisi statica nonlineare (2/3) determinazione della domanda

4) Costruzione della bilineare equivalente

- Caratterizzata da tre parametri:
- k Rigidezza
 - F_y Resistenza
 - d_u Capacità di spostamento



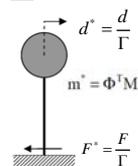
5) Definizione dell'oscillatore SDOF equivalente

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$$

fattore di partecipazione modale

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

periodo dell'oscillatore equivalente



6) Determinazione della domanda di spostamento $d_D = \Gamma d^*_{max}$

$$d^*_{max} = \begin{cases} S_{De}(T^*) & T^* \geq T_c \\ S_{De}(T^*) \left[1 + (q-1)T_c/T^* \right] & T^* < T_c \end{cases} \quad \left(\text{con } q = \frac{S_e(r^*)}{\alpha_s F/m^*} \right)$$

$S_{De}(T^*)$
spettro di risposta

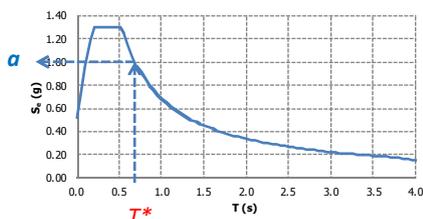
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

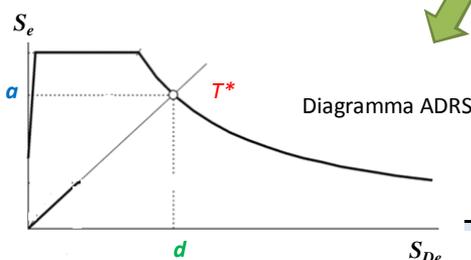
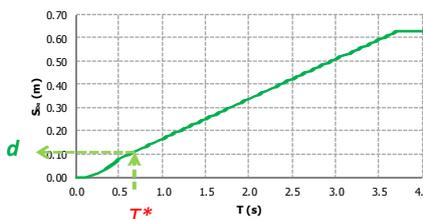
elasticoin
Corso NTC 2008
spostamento
Pistoia, 12 ottobre 2012

Spettri e diagramma ADRS

Spettro di accelerazione



Spettro di spostamento



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
stoia, 12 ottobre 2012

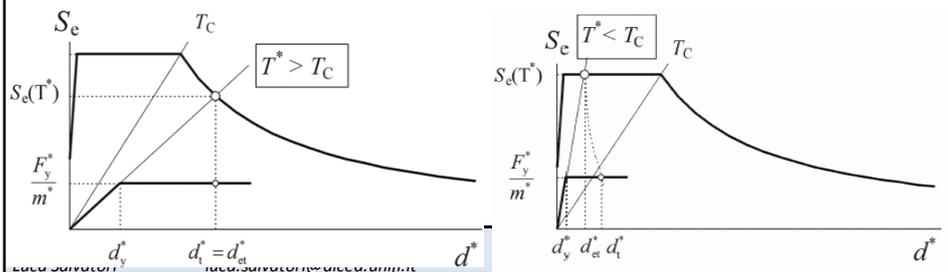
Analisi statica nonlineare (3/3) verifica

La verifica è un confronto fra spostamenti

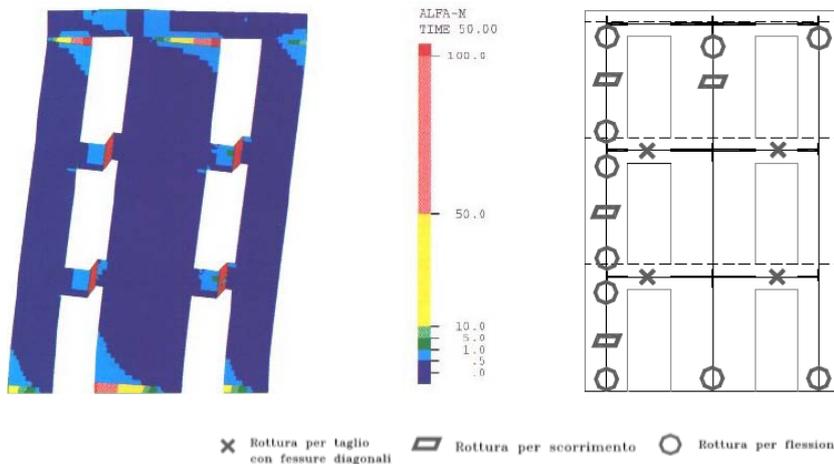
Spostamento di Domanda (dallo spettro) ≤ Spostamento di capacità (dalla curva di capacità)

- La domanda dipende dal periodo e dunque dalle **rigidezze** e per periodi bassi anche dalle **resistenze** (tramite q^*)
- La capacità dipende dalla capacità di **spostamento** della struttura e dunque da quella dei singoli pannelli

$$d_{\max}^* = \begin{cases} S_{De}(T^*) & T^* \geq T_C \\ S_{De}(T^*) \frac{1 + (q^* - 1)T_C/T^*}{q^*} & T^* < T_C \quad \left(\text{con } q^* = \frac{S_e(T^*)}{a_y F/m^*} \right) \end{cases}$$



Collasso per pressoflessione

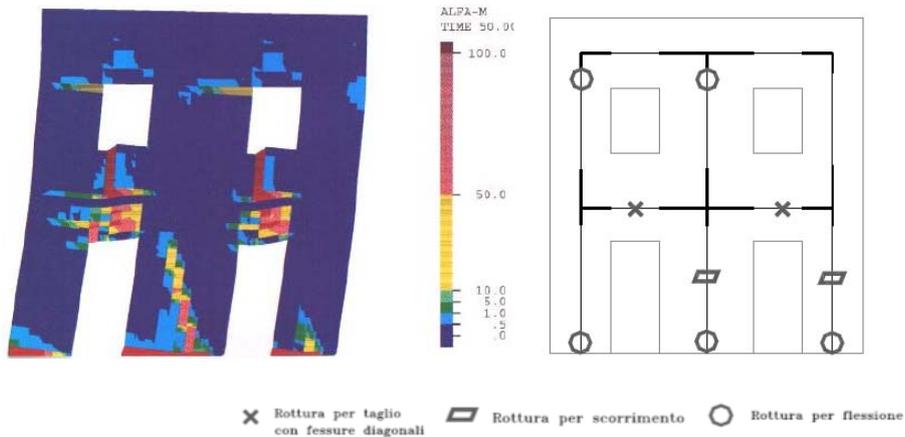


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Collasso per taglio

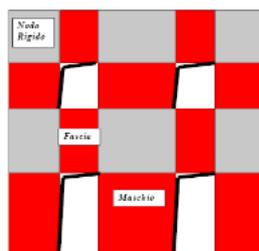


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

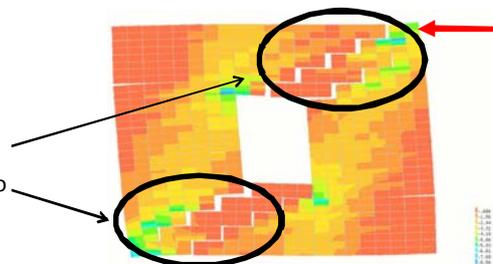
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Sui nodi rigidi (1/2)



Le intersezioni fra fasce e pannelli verticali vengono modellate come nodi rigidi (o parzialmente tali)

Le intersezioni fra fasce e pannelli verticali si danneggiano a causa della singolarità creata dallo spigolo concavo dell'apertura



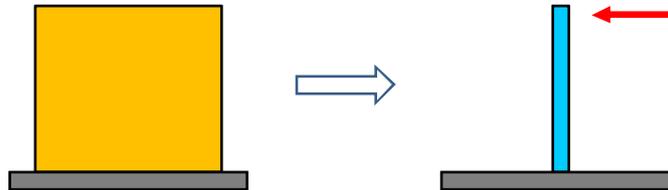
Analisi FEM non lineare

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

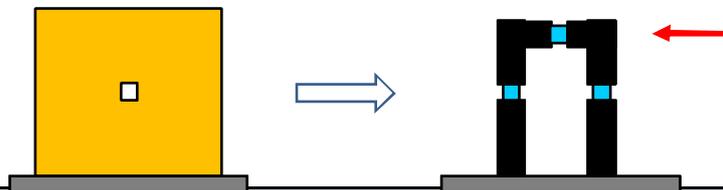
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Sui nodi rigidi (2/2)



Se si apre una finestra lo schema cambia senza continuità da quello a mensola a telaio a nodi rigidi

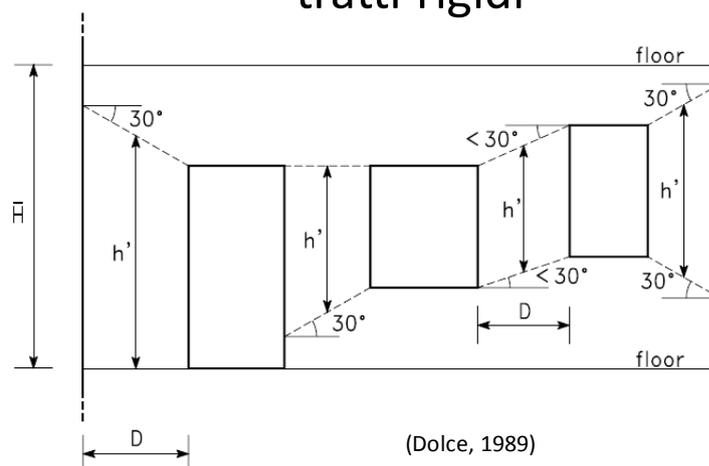


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Esempio di stima della lunghezza dei tratti rigidi



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Collegamenti fra pareti ortogonali?

Modello a telaio

$N = P_0$
 $T = V$ $M = V \cdot h$

Con «collegamenti»

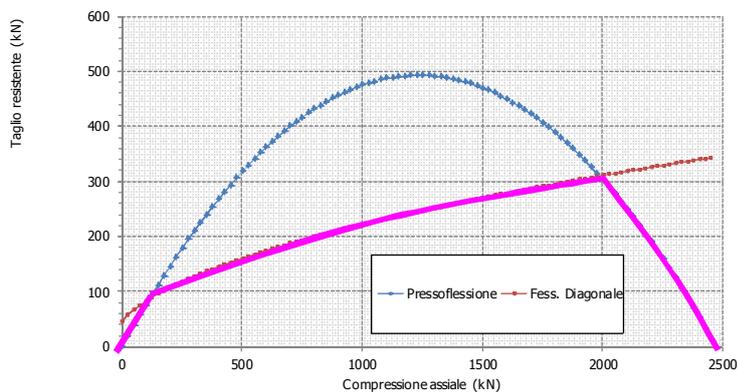
scarica
poiché
non resist.
a trazione

$N = P_0 - \Delta N$
 $T = V$ $M = V \cdot h$

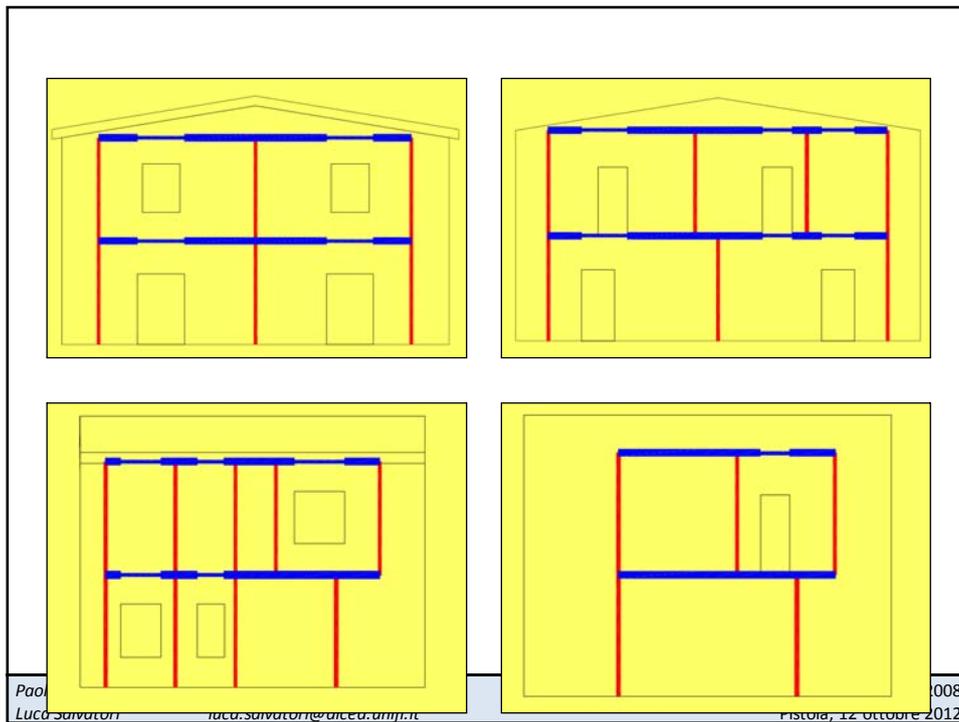
$\Delta N = \frac{V \cdot h}{b}$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Effetti della variazione dello sforzo normale sulla resistenza a taglio

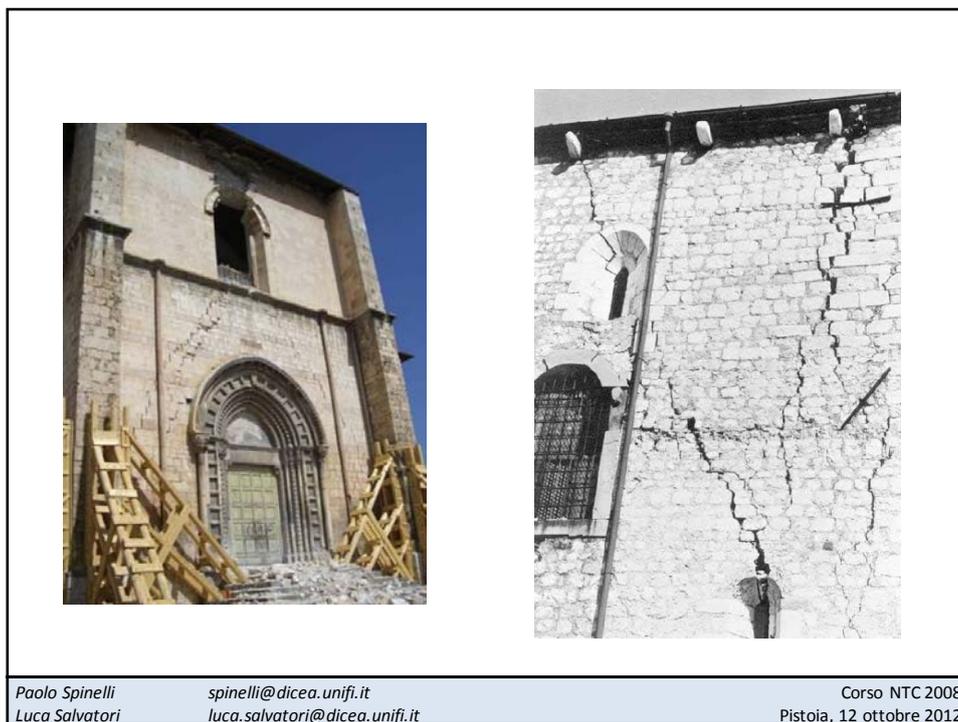


Esclusi i casi di pareti vicine alla crisi per carichi verticali tutte le altre



In pareti complesse ed irregolari i macroelementi non sono ben definiti!





Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Duttilità dei pannelli

Duttilità $\mu = \delta_u / \delta_e$

DM'81 $\mu = 1.5$ (o 2.0)
NTC'08 da valutare sul pannello

Esempio (dalla tesi di G. Burresti) :

altezza	H=2.5 m
larghezza	B=1.3 m
spessore	t=0.50m
compressione	$\sigma_0=5$ N/cm ²

A) "Muratura non consolidata non lesionata in mattoni pieni e malta bastarda", secondo il DM81, che si ritiene di poter associare a "Muratura in mattoni pieni e malta di calce secondo" secondo le NTC2008.

B) "Muratura in pietrame in cattive condizioni" secondo il DM81, che si ritiene di poter associare a "Muratura in pietrame disordinata" secondo le NTC2008.

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Confronti

Muratura in mattoni pieni	τ_k (N/cm ²)	σ_k (N/cm ²)	E (N/cm ²)	G (N/cm ²)	E/G	μ
DM81	12	300	79200	13200	6	1.5
DM87	12	300	300000	120000	2.5	1.5
NTC2008	5	200	150000	50000	3	14.15

Muratura in pietrame	τ_k (N/cm ²)	σ_k (N/cm ²)	E (N/cm ²)	G (N/cm ²)	E/G	μ
DM81	2	50	13200	2200	6	1.5
DM87	2	50	50000	20000	2.5	1.5
NTC2008	1.67	83	87000	29000	3	18.33

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Parte 3

Riflessioni e problemi aperti

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Metodi di analisi previsti dalle NTC 2008

verifiche in termini di resistenza	Statica Lineare	Dinamica Lineare
verifiche in termini di spostamento	Statica Nonlineare	Dinamica Nonlineare

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Normalmente per le verifiche di c.a. e acciaio si adottano i metodi della statica o della dinamica lineare. Le verifiche sono tutte trasferite in termini di forze e tensioni. Questo attraverso il metodo del fattore di struttura che con l'intuizione di Newmark e Hall (1973) trasferisce il problema agli spostamenti in un problema alle forze.



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Pistoia, 12 ottobre 2012

Analisi statica (e dinamica) lineare

- 1) Applicazione delle forze sismiche
(considerando il fattore di struttura)

$$F_i \sim \frac{S_e(T)}{q} W_i / g \quad \text{forze di piano}$$

$$S_e(T) \quad \text{spettro di risposta elastico in accelerazione}$$

$$q \quad \text{fattore di struttura (2.2 ÷ 3.6 per muratura ordinaria)}$$

$$W_i / g \quad \text{massa di piano}$$



- 2) Calcolo delle sollecitazioni
(con combinazione modale per l'analisi dinamica)

- 3) Verifiche di resistenza (a taglio e pressoflessione) di ogni maschio e fascia (j)

$$\left. \begin{aligned} V_j &\leq V_{u,j} = (t/f_{vd})_j \\ M_j &\leq M_{u,j} = \left[\frac{Pl}{2} \left(1 - \frac{P}{0.85t/f_d} \right) \right]_j \end{aligned} \right\} \forall j$$

La verifica è un confronto fra forze generalizzate

Sollecitazioni (Domanda) \leq Resistenze (Capacità)

- La domanda dipende dal periodo e dunque dalle **rigidezze**
- La capacità dipende dalle **resistenze** dei singoli elementi

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Pistoia, 12 ottobre 2012

Fattore di struttura secondo le NTC 2008

Fattore di struttura $q = K_R q_0 = 2.2 \div 3.6$

$$K_R = \begin{cases} 0.8 & \text{irregolare in altezza} \\ 1.0 & \text{regolare in altezza} \end{cases}$$

$$q_0 = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 \quad (\text{muratura ordinaria})$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = \begin{cases} 1.4 & \text{un piano} \\ 1.8 & \text{due o più piani} \end{cases}$$

(da mediarsi con 1.0 per edifici irregolari in pianta)

Esempio: edificio a più piani, regolare in altezza, irregolare in pianta

$$K_R = 1.0 \quad \alpha_u / \alpha_1 = \frac{1.8 + 1.0}{2} = 1.4 \quad q_0 = 2.0 \alpha_u / \alpha_1 = 2.8$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

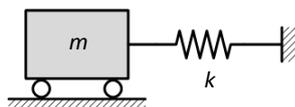
$q = K_R q_0 = 2.8$
spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Significato del fattore di struttura q

Dinamica nel dominio del tempo di due oscillatori ad 1 GdL

A) Oscillatore elastico

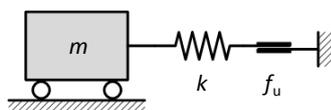


$$m\ddot{\delta} + c\dot{\delta} + k\delta = -a_g(t)m$$

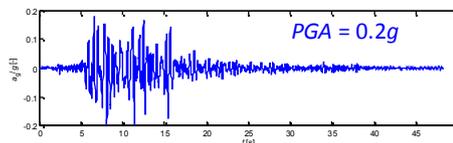
Dati del problema

$m = 37500$ kg
 $k = 15.8$ kN/mm
 $\xi = 1\%$ (rapporto di smorzamento)
 $f_u = 46.4$ kN (nel caso elasto-plastico)

B) Oscillatore elastico – perfettamente plastico



$$m\ddot{\delta} + c\dot{\delta} + f_{int} = -a_g(t)m$$



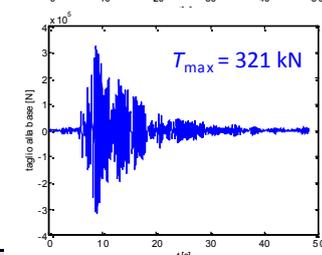
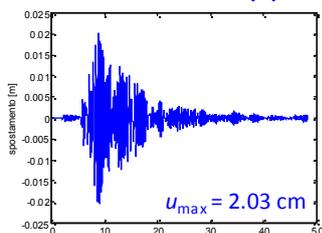
Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it
 Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

C 2008

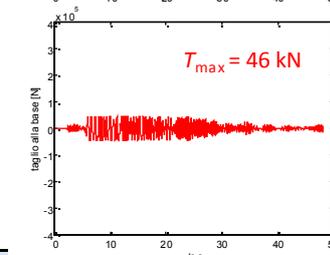
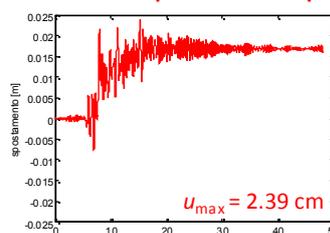
Pistoia, 12 OTTOBRE 2012

Risultati dell'analisi

Caso elastico (A)

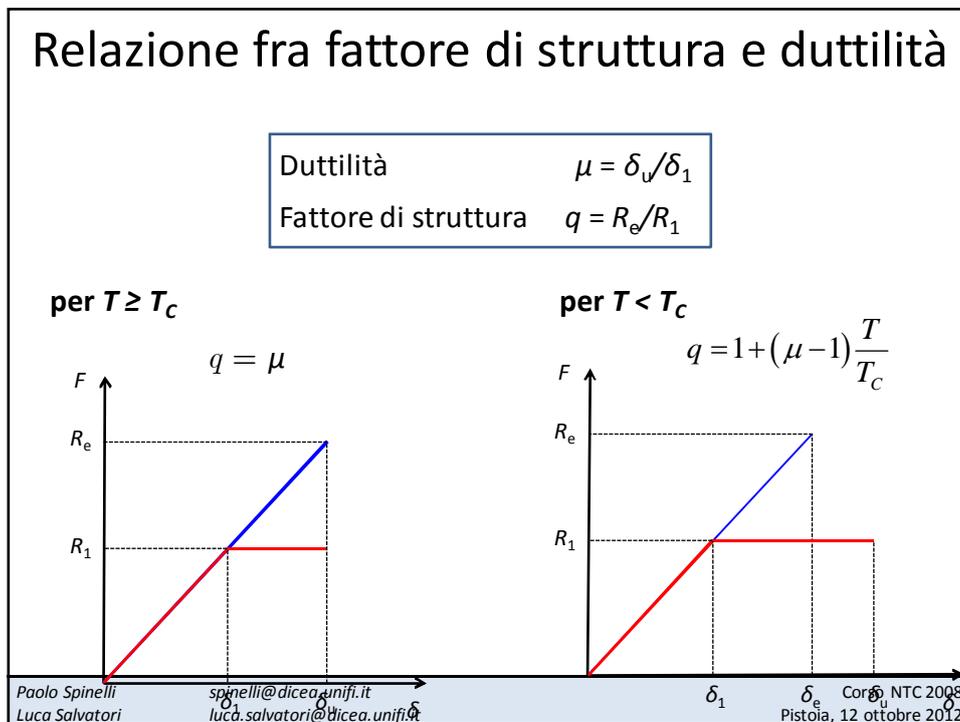
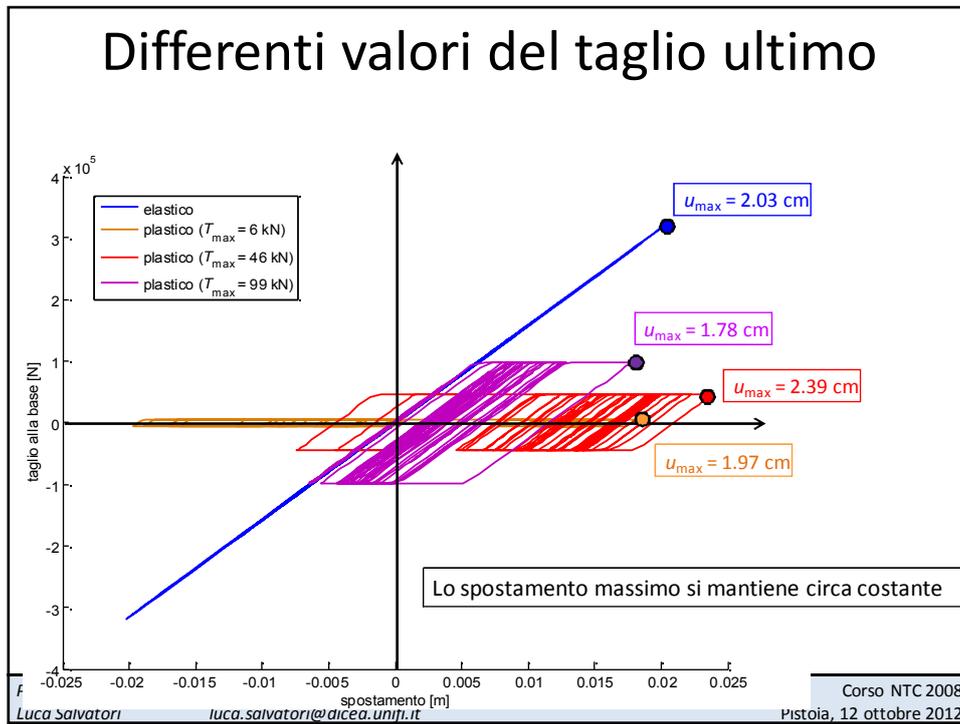


Caso elastico – perfettamente plastico (B)



Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it
 Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
 Pistoia, 12 ottobre 2012



Ma **nella muratura**, sebbene sia ammessa dalla norma, **l'analisi lineare non si adotta**.
 Questo perché i fattori di struttura sono dell'ordine di 2.2 - 3.6 (contro valori fino a 5.5 per il c.a. e a 6.5 per l'acciaio), molto penalizzanti se confrontati con quelli ricavabili a posteriori da un'analisi nonlineare (oltre 5,0).



Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it
 Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Pistoia, 12 ottobre 2012

Allora nella prassi attuale (post testo unico NTC 2008) **si adotta un'analisi statica nonlineare**, più sofisticata.
 È singolare una strategia di questo genere che utilizza un **metodo sofisticato per il materiale certamente più variabile e meno conosciuto** (di c.a. e acciaio). Peraltro con ipotesi di rottura non confortato in pieno da analisi sperimentali complete.



Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
 Pistoia, 12 ottobre 2012

**Allora,
cosa fare?**

Per I casi standard occorre
perlomeno dare un criterio di
fuori uso più appropriato che
dipenda dalla snellezza e
dall'impegno a compressione...

Paolo Spinelli spinelli@dicea.unifi.it

Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Pistoia, 12 ottobre 2012

Sulla capacità di spostamento

- Nelle analisi nonlineari la capacità di spostamento della struttura è il parametro più importante
- Essa deriva dalla scelta del modello del singolo pannello
- L'attuale **modello normativo è molto rudimentale**

$$\theta_u = \frac{\delta_u}{h} = \begin{cases} 0.4\% & \text{per rottura a taglio} \\ 0.8\% & \text{per rottura a pressoflessione} \end{cases}$$

- Indicazioni sperimentali e analitiche suggeriscono dipendenza da:
 - snellezza $\lambda = h/l$
 - impegno a compressione $\eta = \sigma_0 / f_c$

Norme

NTC 2008 / EC 8 INVARIATO NEL «BOZZONE» NTC12(?)

$$\theta_u = \begin{cases} 0.4\%, & \text{crisi per taglio} \\ 0.8\%, & \text{crisi per pressoflessione} \end{cases}$$

FEMA 276

$$\theta_u = \begin{cases} 0.4\%, & \text{crisi per taglio} \\ 0.4\lambda, & \text{crisi per pressoflessione} \end{cases}$$

- nessuna norma considera esplicitamente l'impegno a compressione
- Solo la FEMA 276 considera esplicitamente la snellezza

«POR» (solo a titolo di confronto)

$$d_u = \mu d_e = \mu \frac{V}{K_e}$$

$$\theta_u = 1.2 \mu \frac{\tau_c}{G} \left(1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{l} \right)^2 \right) \sqrt{1 + \frac{\sigma_u}{1.5 \tau_c}} = 0.001091 \mu (1 + 0.1389 \lambda^2) \sqrt{1 + 0.6667 \frac{\sigma_u}{\tau_c} \eta} = 0.16\% \div 2.33\%$$

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

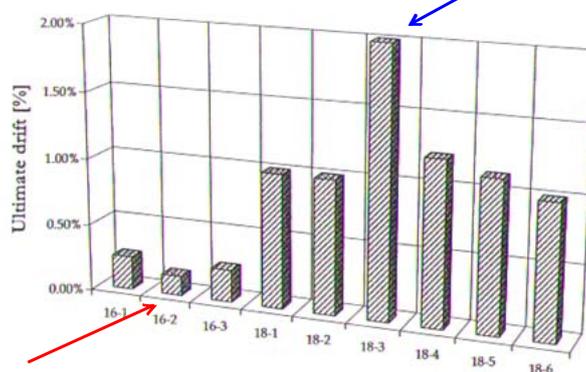
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Dati sperimentali

Si riscontrano valori sia maggiori che minori di quelli previsti dalle NTC'08

Pressoflessione

$$\theta_u \approx 2.0\% > 0.8\%$$



Fessurazione diagonale

[Frumento et al., 2009]

Paolo Spinelli $\theta_u \approx 0.1\% < 0.4\%$
spinelli@dicea.unifi.it
Luca Salvatori luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Comportamento sperimentale dei pannelli

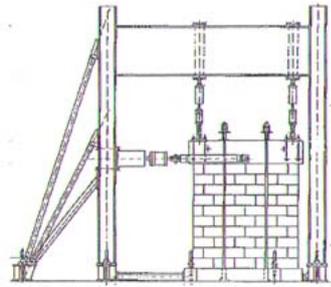
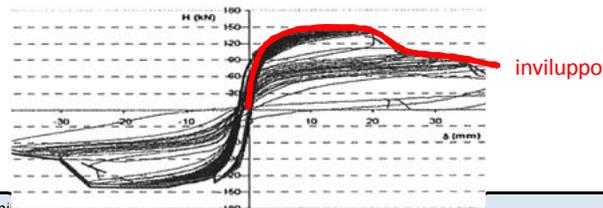


Figure 2.15. Set up of experimental test – UD [Otes et al., 2003].

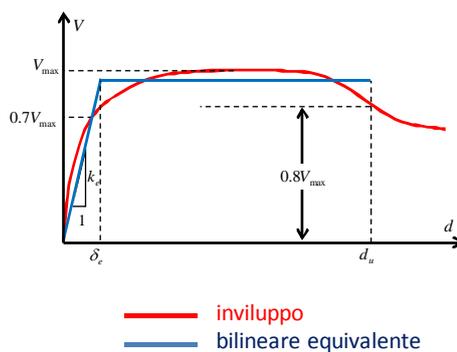


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spi
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Limite convenzionale di spostamento



- Spostamento ultimo definito in corrispondenza di una riduzione della resistenza del 20%
- Rigidezza definita sulla secante per il 70% della resistenza massima
- Resistenza definita per equivalenza energetica

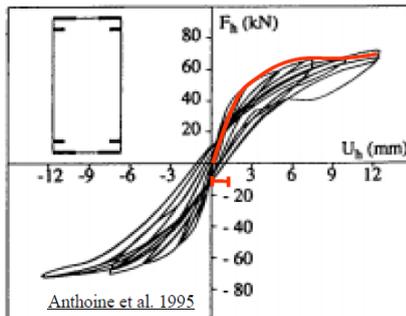
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

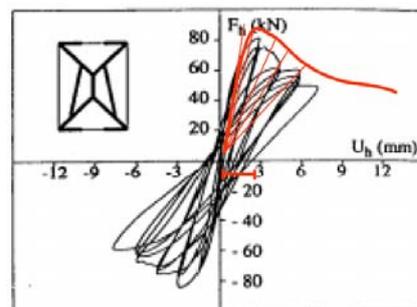
Duttilità e limiti di spostamento

CRISI PER PRESSOFLESSIONE



- Comportamento duttile
- Maggiore conservazione della rigidezza
- Ridotta dissipazione energetica

CRISI PER TAGLIO-TRAZIONE



- Rapida riduzione della resistenza (softening)
- Comportamento poco duttile
- Riduzione della rigidezza (danno)
- Forte dissipazione (isteresi)

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

... per i casi non standard, occorre cambiare strategia: non semplificare a monte ma cercare con approccio innovativo di tener conto della realtà oggettiva e tarare il modello agli esperimenti



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Parte 4

Modellazione delle murature

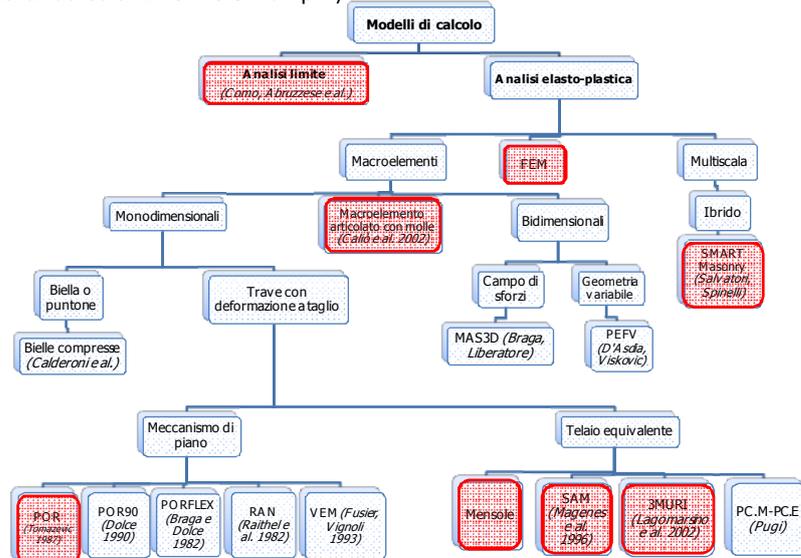
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

MODELLI DI CALCOLO DISPONIBILI IN LETTERATURA

(dalle tesi di laurea di L. Ferri e G. Rampini)



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Modelli studiati

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

TEST SPERIMENTALE DI RIFERIMENTO: "PARETE DI PAVIA"

(dalle tesi di laurea di L. Ferri e G. Rampini)

Muratura ordinaria (URM)

(G.M. Calvi, G. Magenes, 1996)

- ANALISI LIMITE
(SMARTmasonry)
- METODO POR
- MENSOLE
- TELAIO EQUIVALENTE
(SAM con SAP2000)
- TELAIO EQUIVALENTE
(3MURI)
- MACROELEMENTO
CON MOLLE *(3D MACRO)*
- FEM *(DIANA)*
- MULTISCALA IBRIDO
(SMARTmasonry)

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

SCARTI RISPETTO ALLA CURVA SPERIMENTALE

K

27%

T

31%

δ

37%

$$x_{RMS} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2}$$

QUALE GRANDEZZA INFLUENZA MAGGIORMENTE LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DI STRUTTURE IN MURATURA?

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

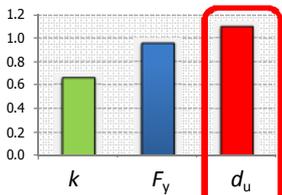
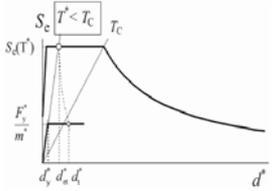
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Esempi

$T^* < T_c$



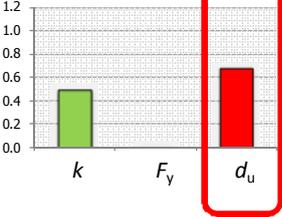
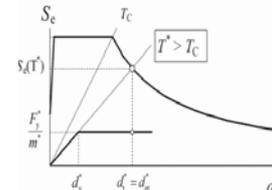
«Test di Pavia»
[Calvi & Magenes; 1996]

$T^* \geq T_c$



Torre Grossa, S. Gimignano

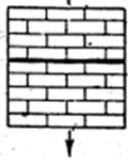
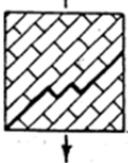
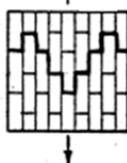
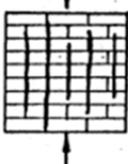
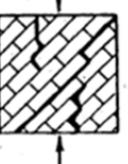
Il parametro più importante è la capacità di spostamento

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Anisotropia e anisoresistenza

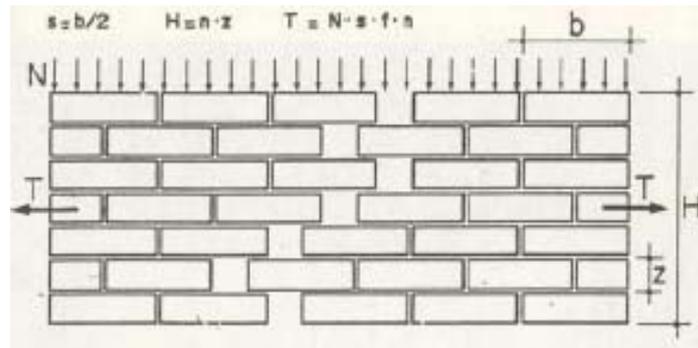
Angolo	0°	45°	90°
Trazione monoassiale			
Compressione monoassiale			

Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Pseudo-resistenza a trazione in direzione orizzontale dovuta all'attrito fra i blocchi attivato dal carico verticale

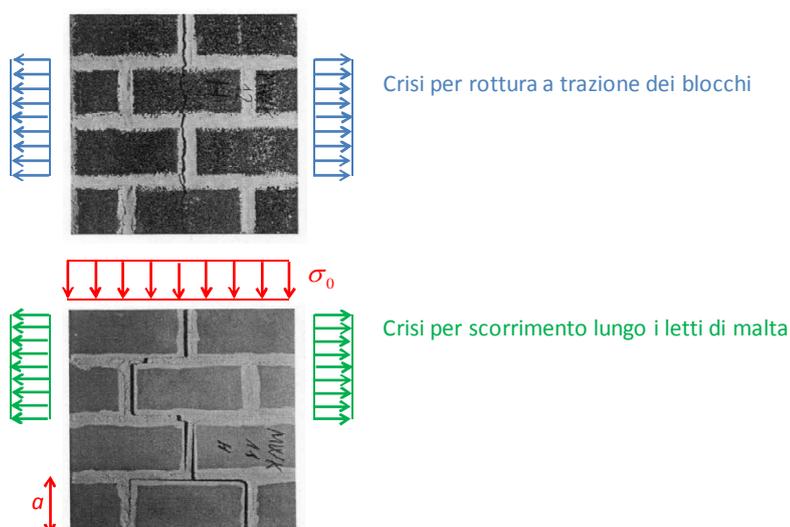


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Esempio: resistenza a trazione orizzontale



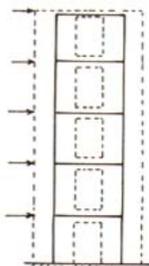
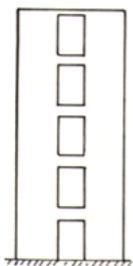
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Backes 1985

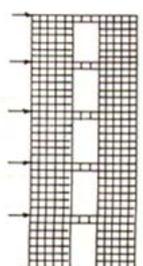
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Approcci tradizionali alla modellazione di pareti



MACROELEMENTI

- Limitati a geometrie regolari (maschi e fasce)
- Richiedono un «macro» modello costitutivo



CONTINUO via FEM

- Quale modello costitutivo?
- Difficoltà nella definizione dei parametri
- È sufficiente la geometria macroscopica?

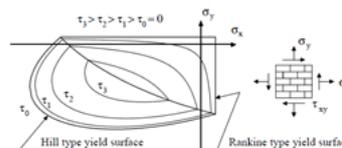
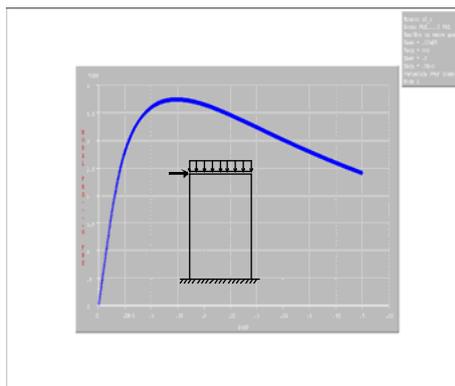
Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Esempio di modello al continuo

Parameter:	Value:	S_Curve:	T_Curve:
* Tensile strength in x-direct.	0.25	None	None
* Tensile strength in y-direct.	0.35	None	None
* Alpha shear stress contrib.	1	None	None
* Alpha h	1	None	None
* Compressive strength in x-dir.	8.5	None	None
* Compressive strength in y-dir.	8.5	None	None
* Beta coupling normal stresses	-1	None	None
* Gamma contrib. shear stress	3	None	None
* Rankine fract. energy in x-dir.	0.018	None	None
* Rankine fract. energy in y-dir.	0.054	None	None
* Hill fracture energy in x-dir.	15	None	None
* Hill fracture energy in y-dir.	20	None	None
* Equivalent plastic strain	0.0012	None	None
Crack bandwidth:			
Parameter:	Value:	S_Curve:	T_Curve:
* Young's modulus : (> 0)	8000	None	None
* Poisson's ratio : (> -1; < 0.5)	0.15	None	None



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

16 parametri di input
luca.salvatori@dicea.unifi.it

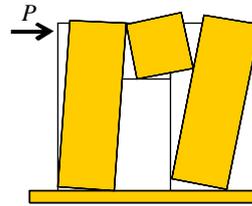
[Lourenço, 1998]

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

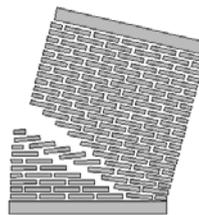
MODELLI DISCRETI

- ☺ **Utili per l'analisi limite**
- ☺ **Possono essere impiegati per la modellazione della microstruttura**
- ☺ **Ridotto numero di parametri meccanici**
- ☹ **Onerosi**

[Salvatori & Spinelli, 2007]



[Salvatori & Spinelli, 2009]

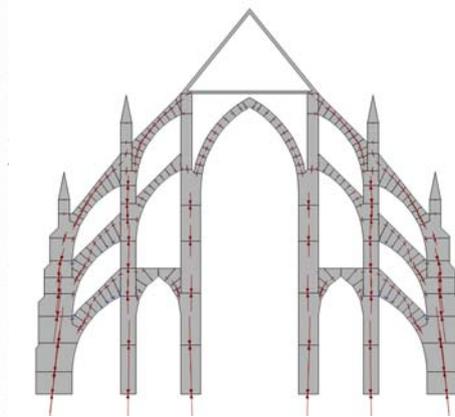
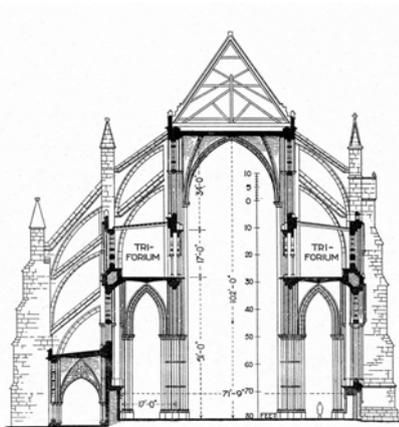


Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012

Esempio 3: statica e dinamica di modello a blocchi



Paolo Spinelli
Luca Salvatori

spinelli@dicea.unifi.it
luca.salvatori@dicea.unifi.it

statica (lineare=nonlineare) [?]
Corso NTC 2008
Pistoia, 12 ottobre 2012