



**NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI
NTC 2018
ALCUNE NOVITA'**

NTC 2018: “meno rischi per tutti invece che più sicurezza per pochi”

Cap.8 COSTRUZIONI ESISTENTI

Riparazione e intervento locale

Miglioramento

Adeguamento

Esempio miglioramento edificio muratura

Cap.7 PROGETTO PER A. SISMICHE

Aproccio semplificato

Strutture non dissipative-dissipative

Esempio di confronto

Par.4.1 COSTRUZIONI DI CLS

Legge costitutiva cls confinato

Duttilità dei pilastri

Esempio

Cap. 8: COSTRUZIONI ESISTENTI

Paragrafo 8.3 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. **L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla **concezione strutturale** globale con interventi, anche locali.**

La valutazione della sicurezza, argomentata con apposita relazione, deve permettere di 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 aumentare la **sicurezza strutturale**, mediante interventi. **[in NTC08: capacità portante]**

La valutazione della sicurezza deve effettuarsi quando ricorra anche una sola delle seguenti situazioni:

- riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta a: significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, deformazioni significative conseguenti anche a problemi in fondazione; danneggiamenti prodotti da azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), da azioni eccezionali (urti, incendi, esplosioni) o da situazioni di funzionamento ed uso anomali;
- provati gravi errori di progetto o di costruzione;

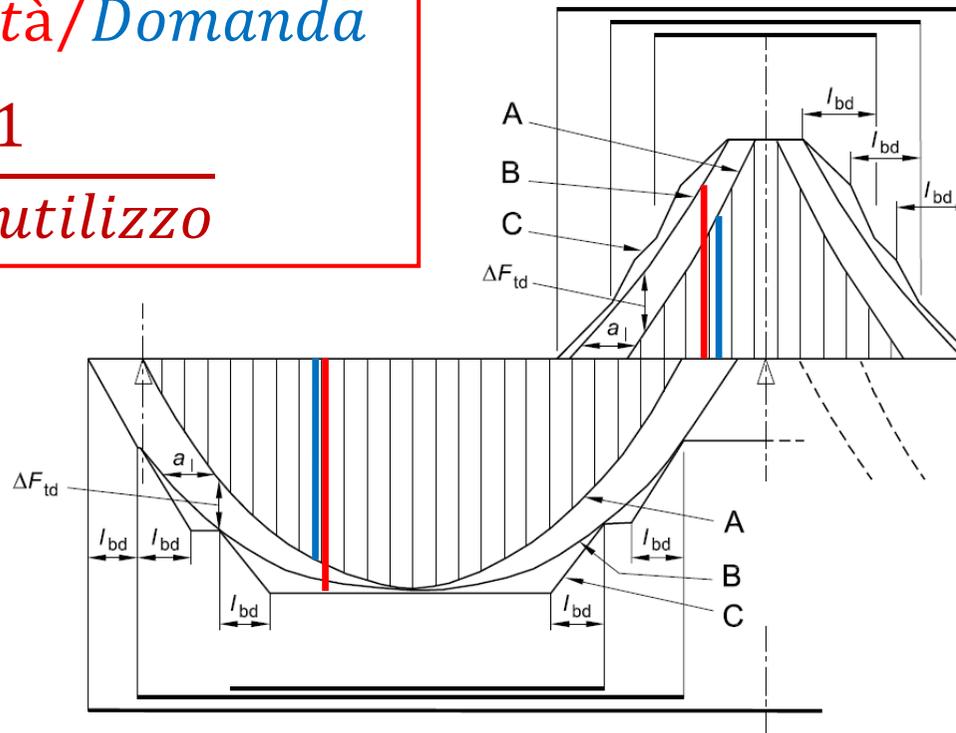
- cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e, in modo consistente, ne riducano la capacità e/o ne modifichino la rigidità;
- ogni qualvolta si eseguano gli interventi strutturali di cui al § 8.4 ;
- opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo, ove necessario al momento della costruzione, o in difformità alle norme tecniche per le costruzioni vigenti al momento della costruzione.

Qualora le circostanze di cui ai punti precedenti riguardino porzioni limitate della costruzione, la valutazione della sicurezza potrà essere effettuata anche solo sugli elementi interessati e a quelli con essi interagenti, tenendo presente la loro funzione nel complesso strutturale, posto che le mutate condizioni locali non incidano sostanzialmente sul comportamento globale della struttura.

Nella valutazione della sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento di cui al § 8.4, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso.

$$\zeta = \text{Capacità/Domanda}$$

$$\zeta = \frac{1}{\text{grado utilizzo}}$$

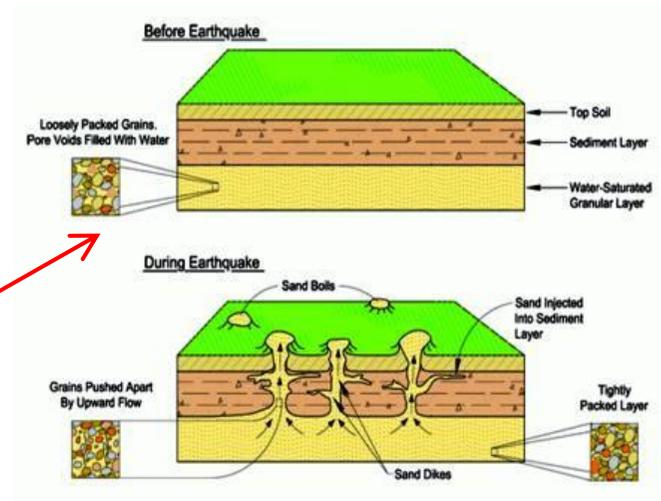
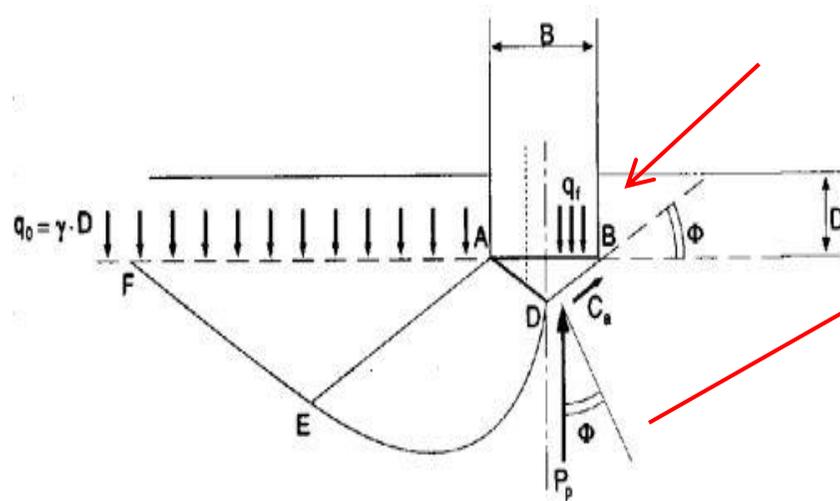


CAPACITÀ di un elemento strutturale o di una struttura: l'insieme delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità da essi **manifestate**, quando soggetti ad un prefissato insieme di azioni;

DOMANDA su un elemento strutturale o su una struttura: l'insieme delle caratteristiche di rigidità, resistenza e duttilità ad essi **richieste** da un prefissato insieme di azioni.

Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la **verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se** sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di **instabilità globale** o se si verifica una delle **seguenti condizioni**:

- nella costruzione siano presenti importanti **dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni** o dissesti della stessa natura si sono prodotti nel passato;
- siano possibili fenomeni di **ribaltamento e/o scorrimento** della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di **modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni**, delle azioni sismiche di progetto;



- siano possibili fenomeni di **liquefazione** del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.

Allo scopo di verificare la sussistenza delle predette condizioni, si farà riferimento alla **documentazione disponibile** e si potrà **omettere di svolgere indagini specifiche** solo qualora, **a giudizio esplicitamente motivato del professionista incaricato**, sul volume di terreno significativo e sulle fondazioni **sussistano elementi di conoscenza sufficienti** per effettuare le valutazioni precedenti.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;

$$\zeta_E = \left(\frac{\text{Capacità}}{\text{Domanda}} \right)_{\text{azioni sismiche}} = \frac{a_{\text{collasso}}}{S_d(T_1)}$$

l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso sui carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte $\gamma_G \leq 1,30$ e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi sull'uso e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione sull'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto $\zeta_{v,i}$ tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

$$\zeta_{v,i} = \left(\frac{\text{Capacità}}{\text{Domanda}} \right)_{\text{azioni variabili verticali}} = \frac{q_{k,\text{collasso}}}{q_{k,\text{tab.3.1.II}}}$$

E' necessario adottare provvedimenti restrittivi sull'uso della costruzione e/o procedere ad interventi di miglioramento o adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo, ossia prevalentemente ai carichi permanenti e alle altre azioni di servizio.

Le NTC individuano due grandi categorie di situazioni nelle quali è obbligatorio effettuare la verifica di sicurezza, essendo entrambe le categorie comunque riconducibili ad un significativo peggioramento delle condizioni di sicurezza iniziali o di progetto secondo la normativa dell'epoca della costruzione:

- variazioni, improvvisate o lente, indipendenti dalla volontà dell'uomo (ad esempio: danni dovuti al terremoto, a carichi verticali eccessivi, a urti, etc., danni dovuti a cedimenti fondali, degrado delle malte nella muratura, corrosione delle armature nel c.a., etc., errori progettuali o esecutivi, incluse le situazioni in cui i materiali o la geometria dell'opera non corrispondano ai dati progettuali);
- variazioni dovute all'intervento dell'uomo, che incide direttamente e volontariamente sulla struttura (v. § 8.4 delle NTC) oppure sulle azioni (ad esempio: aumento dei carichi verticali dovuto a cambiamento di destinazione d'uso), o che incide indirettamente sul comportamento della struttura (ad esempio gli interventi non dichiaratamente strutturali, già discussi nel § 8.2 delle NTC).

Paragrafo 8.4 CLASSIFICAZIONE INTERVENTI

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

Ordine invertito rispetto NTC 08

interventi di riparazione o locali: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti; [in NTC08: migliorino]

interventi di miglioramento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3; $\zeta_E \leq 1$

interventi di adeguamento: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3.

Solo gli interventi di miglioramento ed adeguamento sono sottoposti a collaudo statico.

Per gli interventi di miglioramento e di adeguamento l'esclusione di provvedimenti in fondazione dovrà essere in tutti i casi motivata esplicitamente dal progettista, attraverso una verifica di idoneità del sistema di fondazione in base ai criteri indicati nel §8.3.

Qualora l'intervento preveda l'inserimento di nuovi elementi che richiedano apposite fondazioni, queste ultime dovranno essere verificate con i criteri generali di cui ai precedenti Capitoli 6 e 7, così come richiesto per le nuove costruzioni.

Punto 8.4.1 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

Gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura. Essi non debbono cambiare significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

- ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;
- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura;

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al § 8.3 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

Punto 8.4.2 INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_E può essere minore dell'unità.

A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6

mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1.

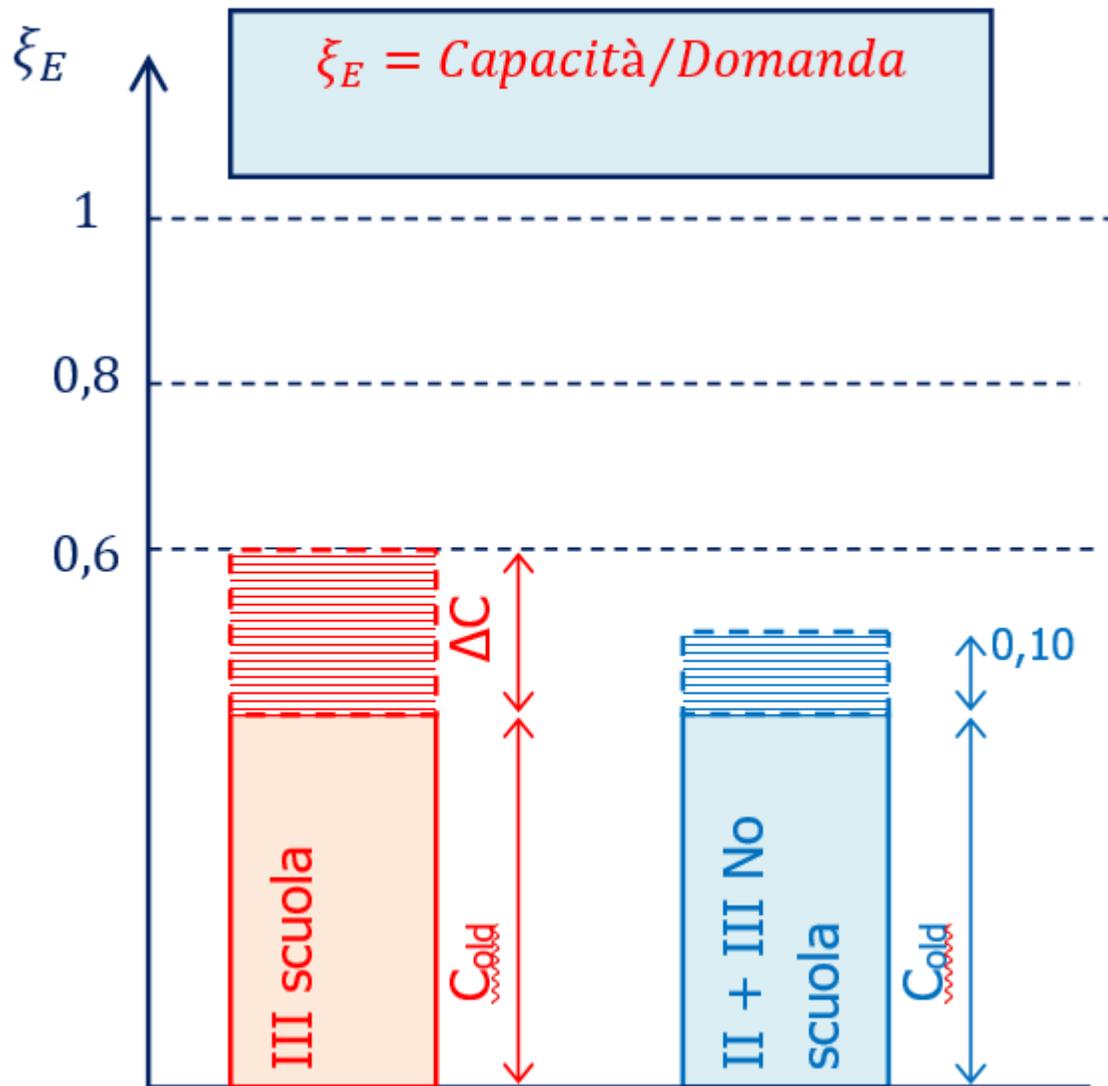
Nel caso di interventi che prevedano l'impiego di sistemi di isolamento, per la verifica del sistema di isolamento, si deve avere almeno $\zeta_E = 1,0$.

Classe I: ... presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.....

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente...

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente...



Punto 8.4.3 INTERVENTO DI ADEGUAMENTO

L'intervento di adeguamento della costruzione è obbligatorio quando si intenda:

- a) sopraelevare la costruzione;
- b) ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- c) apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica di cui alla Equazione 2.5.2 includendo i soli carichi gravitazionali. Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione;

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Effetti azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali: $G_k + \psi_2 \cdot Q_k$

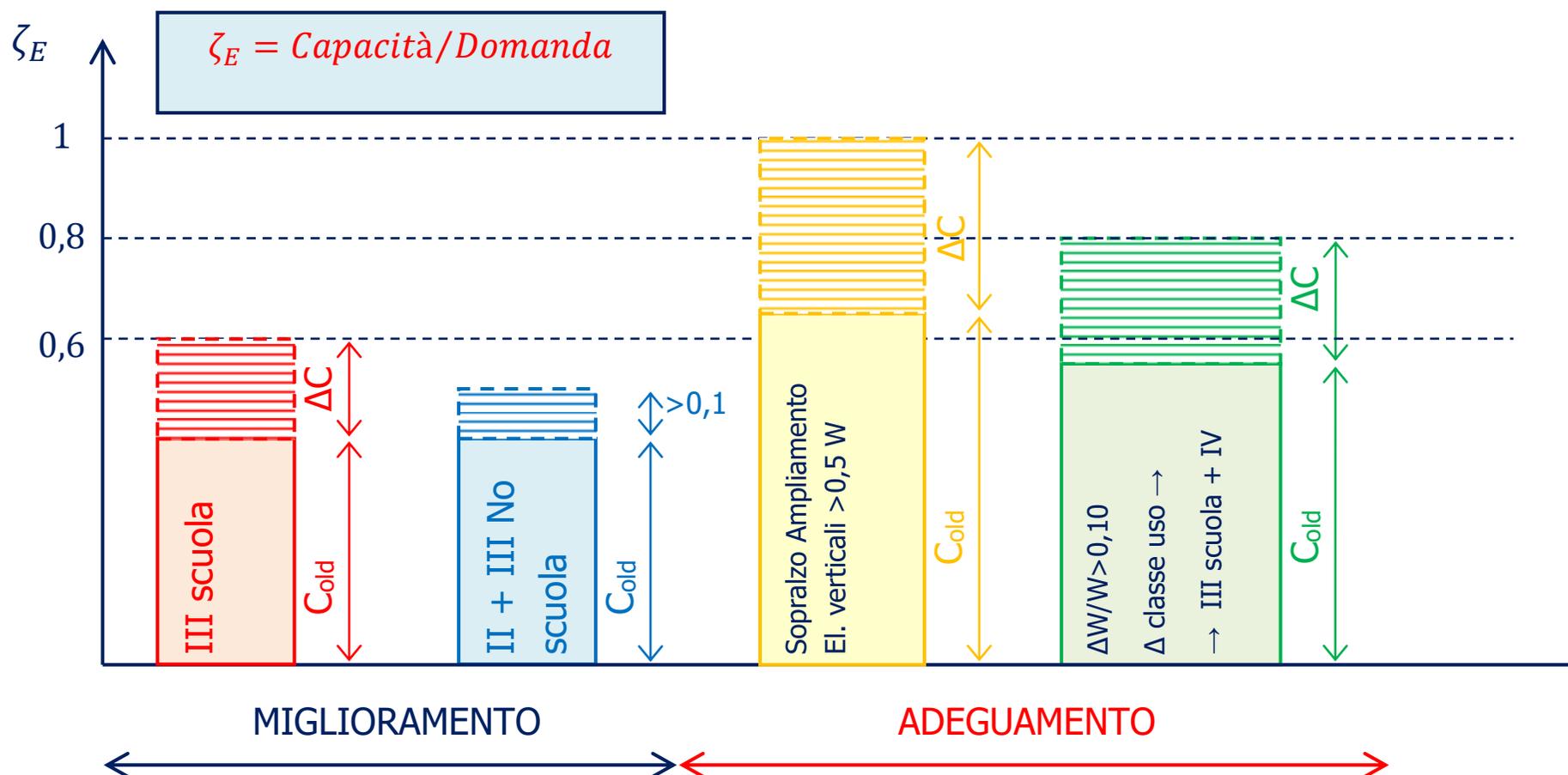
- d) effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani.
- e) apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento, secondo le indicazioni del presente capitolo.

Nei casi a), b) e d), per la verifica della struttura, si deve avere $\zeta_E > 1,0$. Nei casi c) ed e) si può assumere $\zeta_E > 0,80$

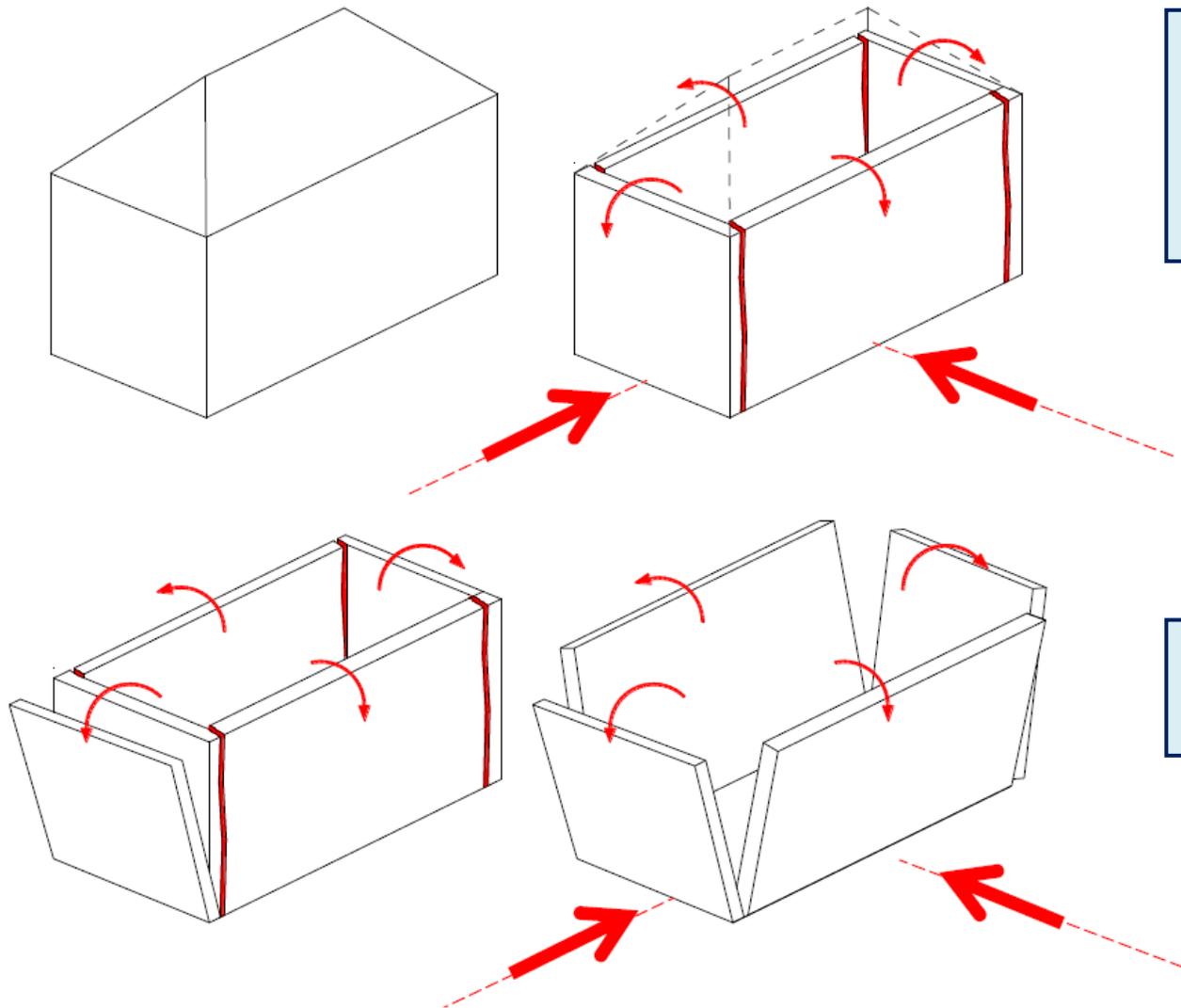
Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Una variazione dell'altezza dell'edificio dovuta alla realizzazione di **cordoli sommitali** o a variazioni della copertura che **non comportino incrementi di superficie abitabile**, non è considerato **ampliamento**, ai sensi della condizione a). In tal caso **non è necessario procedere all'adeguamento**, salvo che non ricorrano una o più delle condizioni di cui agli altri precedenti punti.



Esempio MIGLIORAMENTO SISMICO EDIFICIO MURATURA

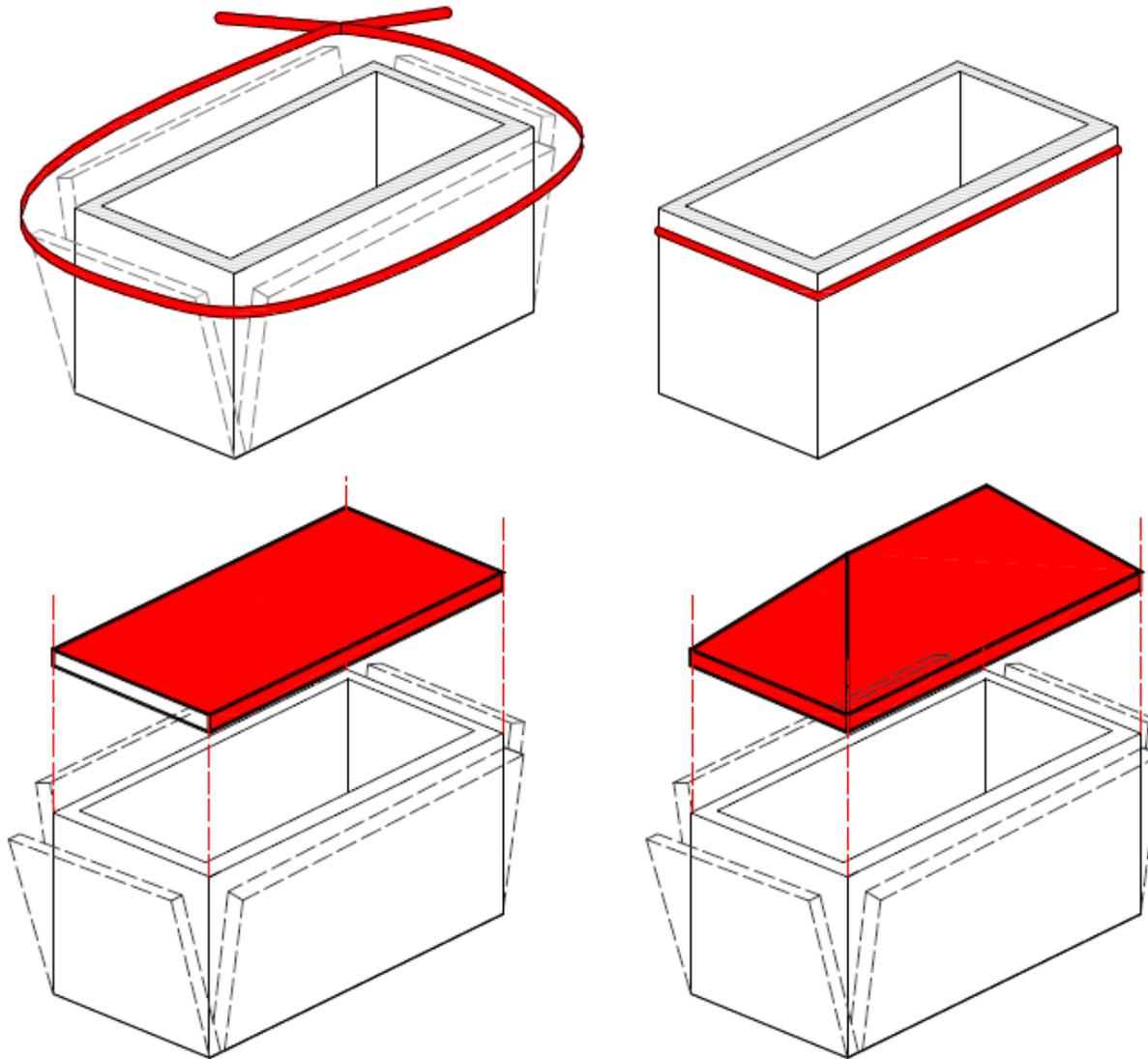
Vulnerabilità → Attivazione meccanismi fuori piano



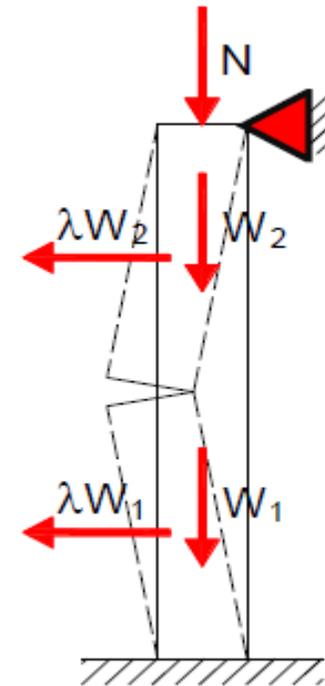
L'accelerazione di formazione delle lesioni dipende dal grado di ammortamento delle pareti ortogonali

Compromissione del funzionamento scatolare

Prevenzione → inibire o ritardare i ribaltamenti perpendicolari al piano



Inserimento di vincolo traslazionale di piano

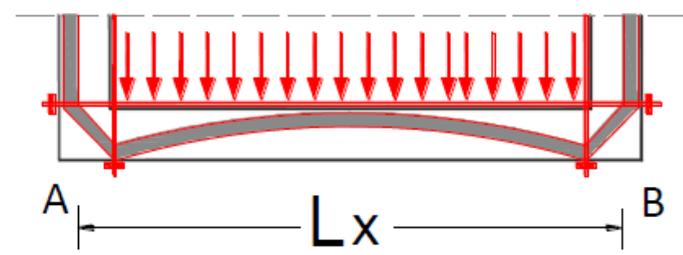
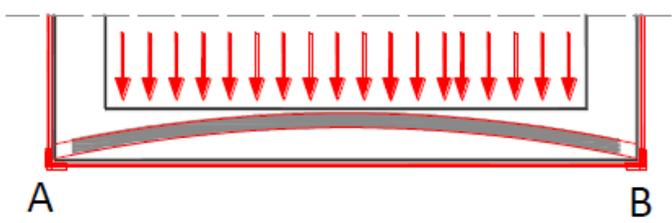
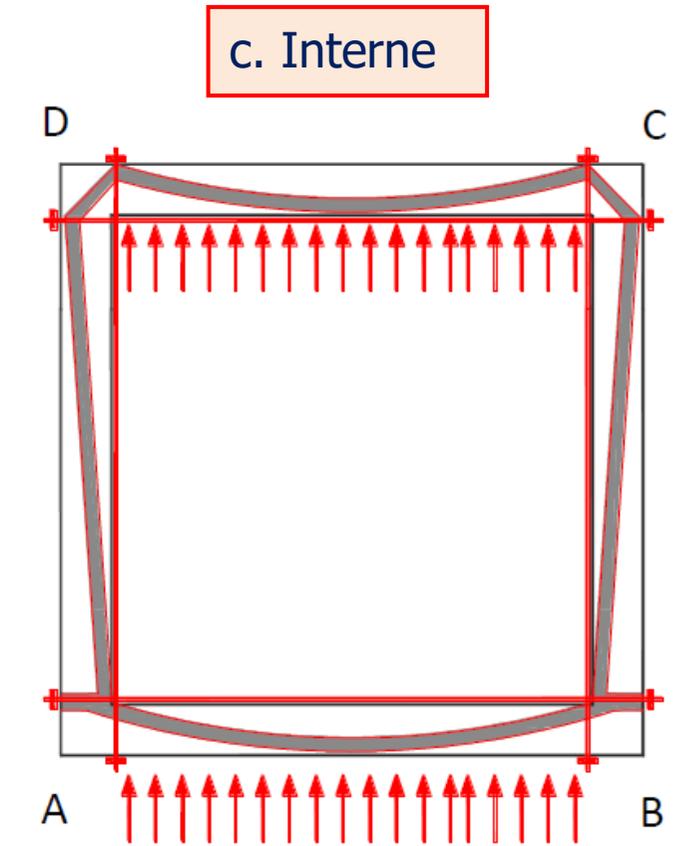
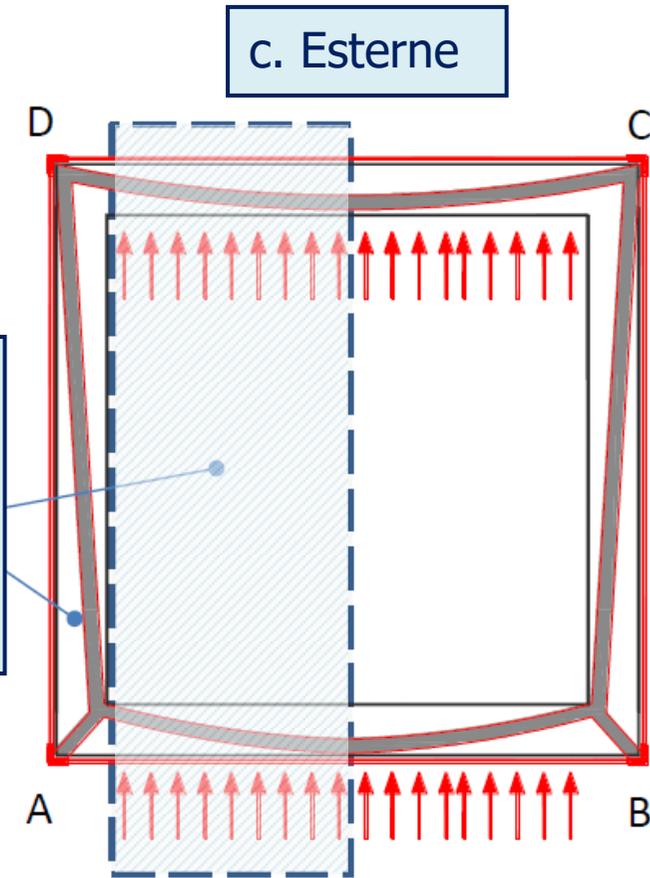


$$\lambda_{post} \gg \lambda_{ante} \therefore$$

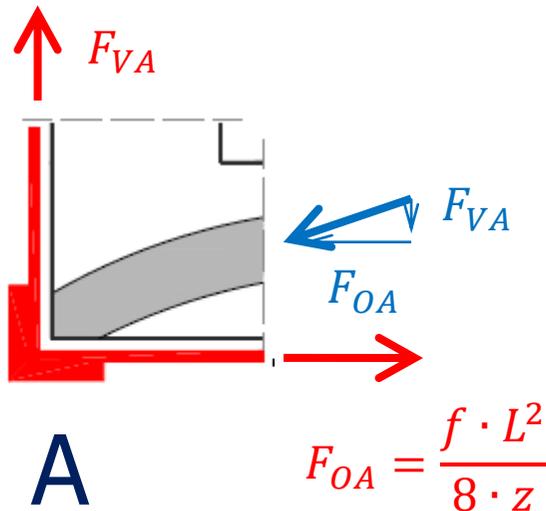
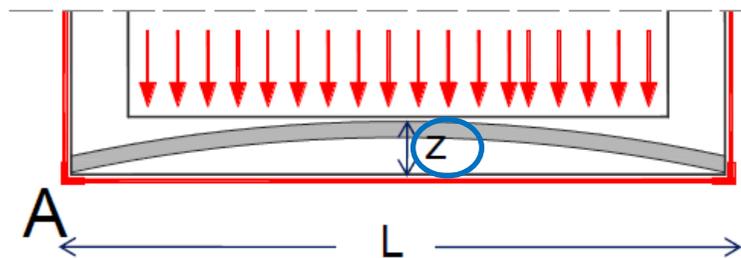
$$\zeta_{E,post} \gg \zeta_{E,ante}$$

Vincolo di piano con catene

Area di competenza della parete sismoresistente → può essere molto sollecitata



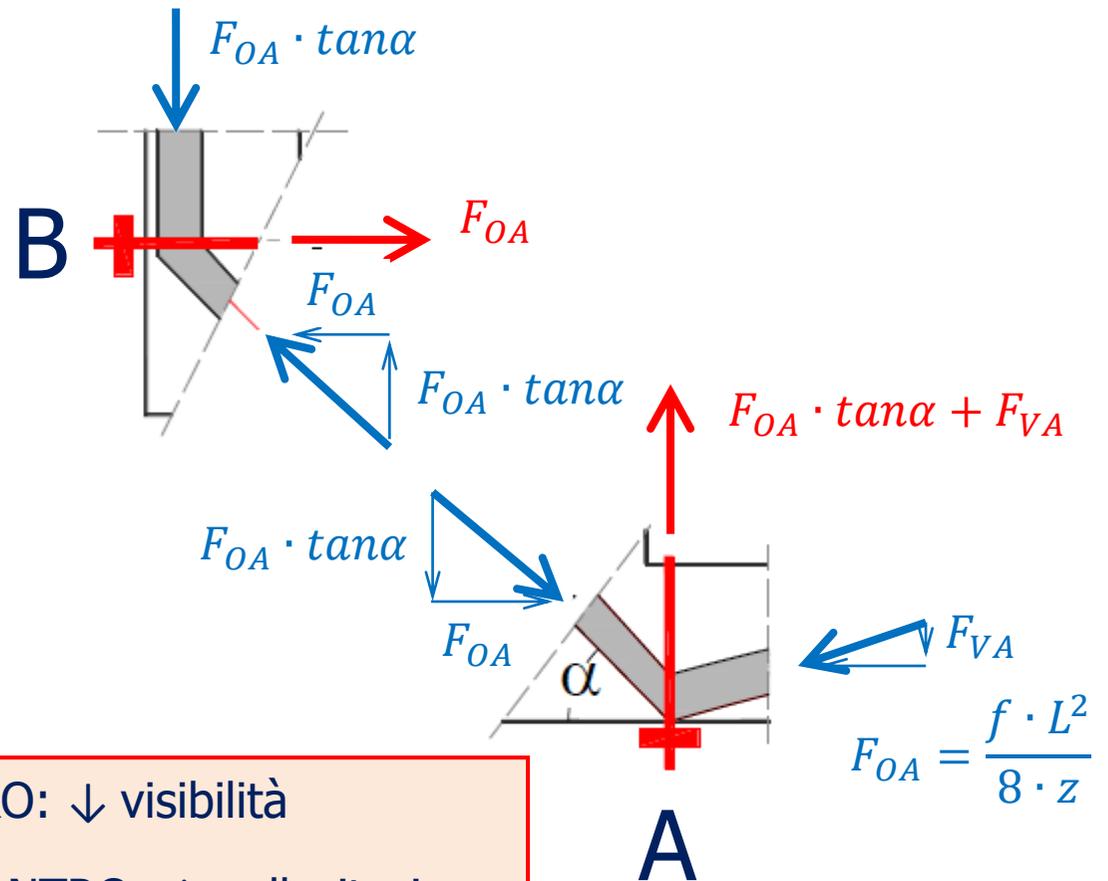
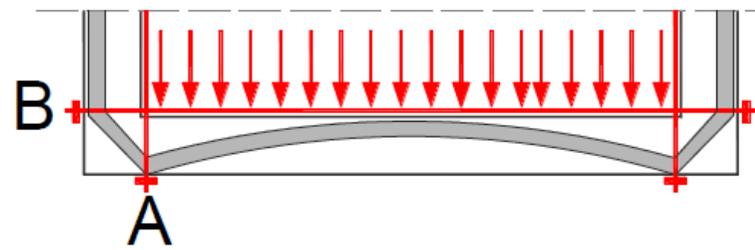
c. Esterne



PRO: ↓ sollecitazione

CONTRO: ↑ impatto

c. Interne



PRO: ↓ visibilità

CONTRO: ↑ sollecitazione



Catene PRESENTI

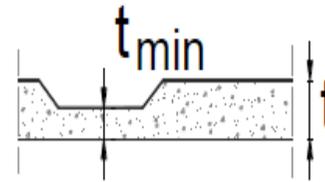
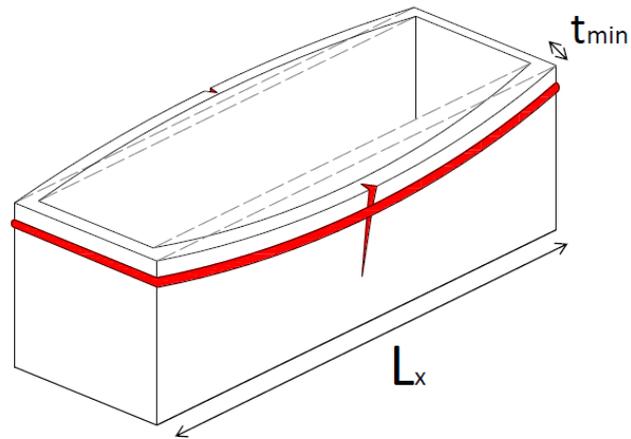


Catene ASESENTI

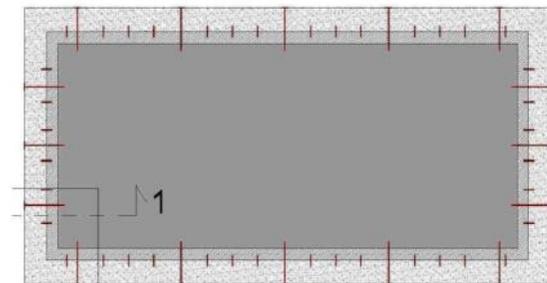
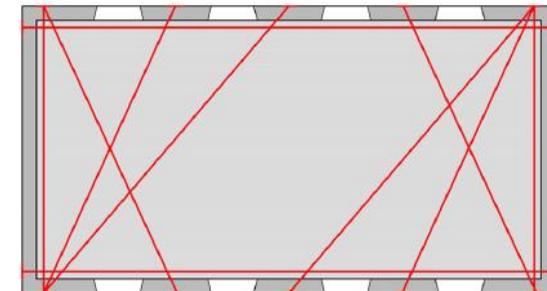
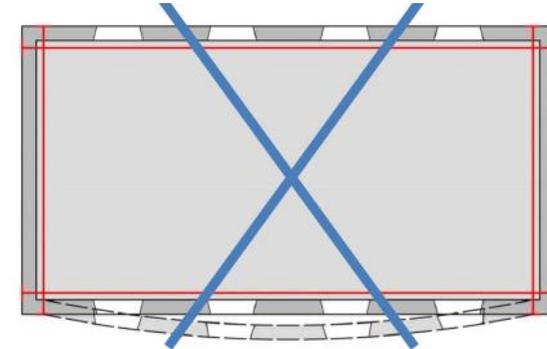


Catene inefficaci

↑ Snellezza pareti



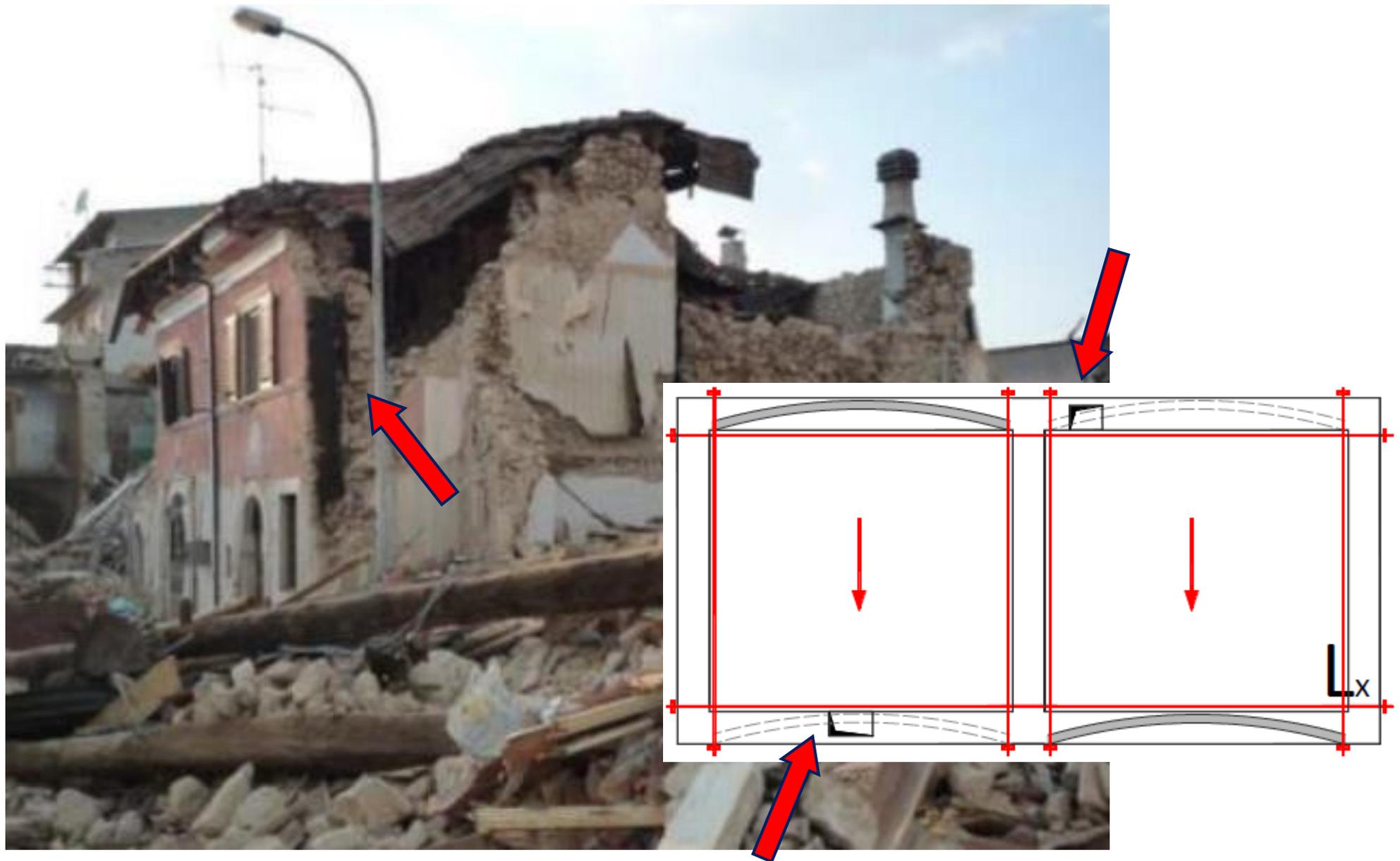
$$\frac{L_x}{t_{min}} \geq 10$$



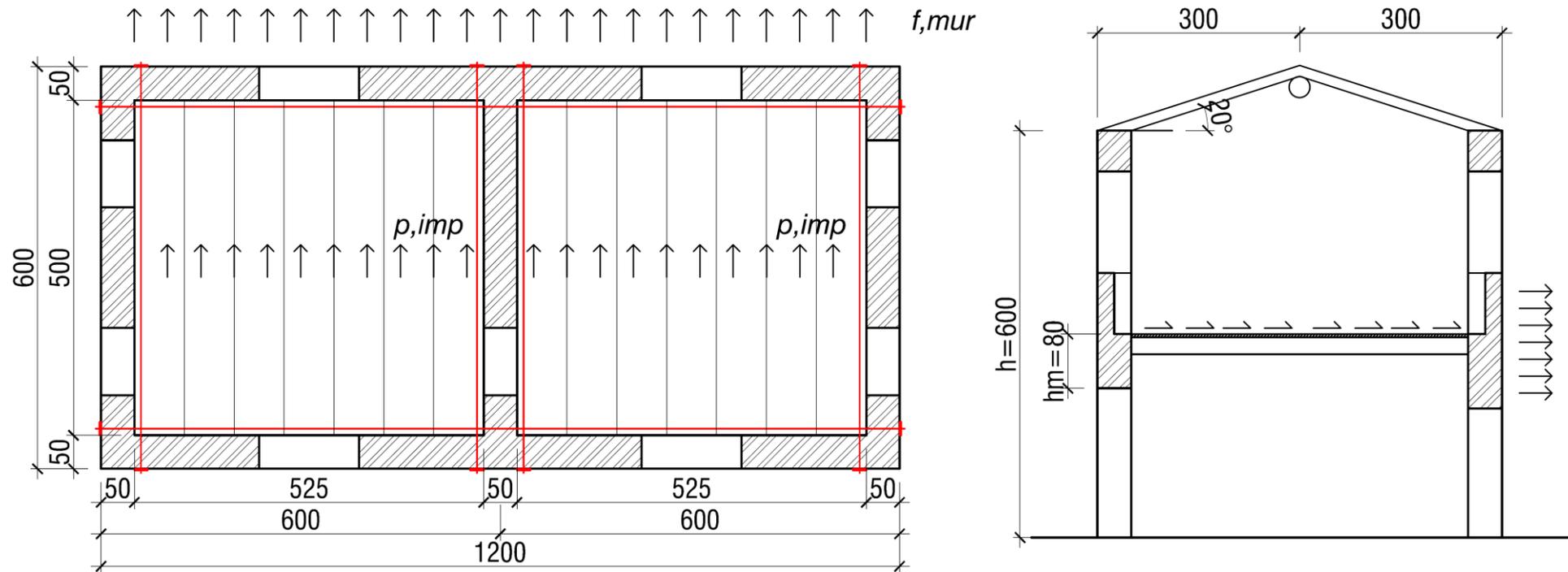
↓ Qualità muratura



Presenza discontinuità (canne fumarie)



Esempio: stima vulnerabilità + miglioramento sismico

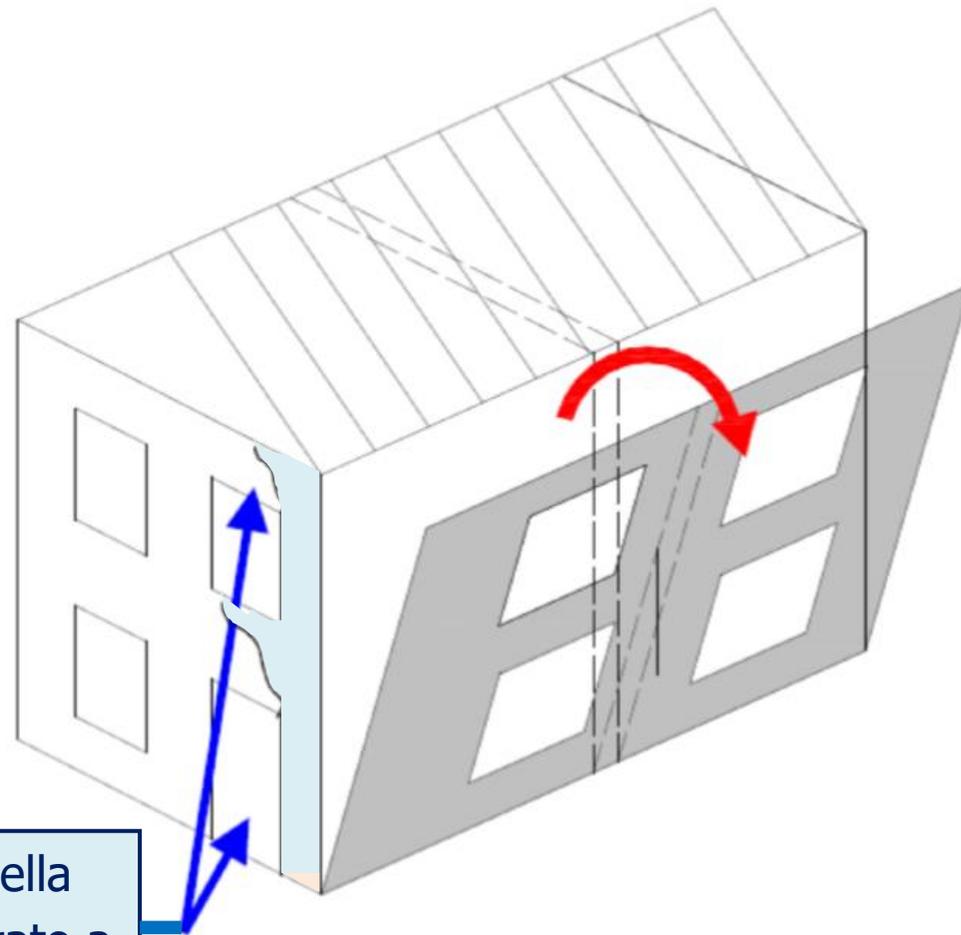


Azioni in copertura: $G_{k,cop} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ $Q_{k,cop} = 1,30 \text{ kN/m}^2$

Azioni impalcato: $G_{k,imp} = 3,50 \text{ kN/m}^2$ $Q_{k,imp} = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Analisi del cinematismo di ribaltamento della parete longitudinale.

Ipotesi conservativa: si trascura il contributo delle pareti trasversali vista la prossimità delle aperture



Ribaltamento
ortogonale al
piano della
parete
longitudinale

Contributo stabilizzante della
parete trasversale trascurato a
favore di stabilità

Azioni verticali su parete longitudinale

Peso parete:

$$W_{mur} = (l \cdot h \cdot t_m) \cdot c \cdot \gamma_m$$

$$W_{mur} = (12 \cdot 6 \cdot 0,5) \cdot 0,8 \cdot 22,00$$

$$W_{mur} = 633,60 \text{ kN}$$

c = coefficiente riempimento

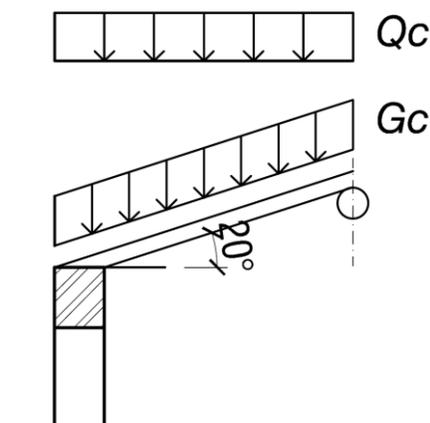
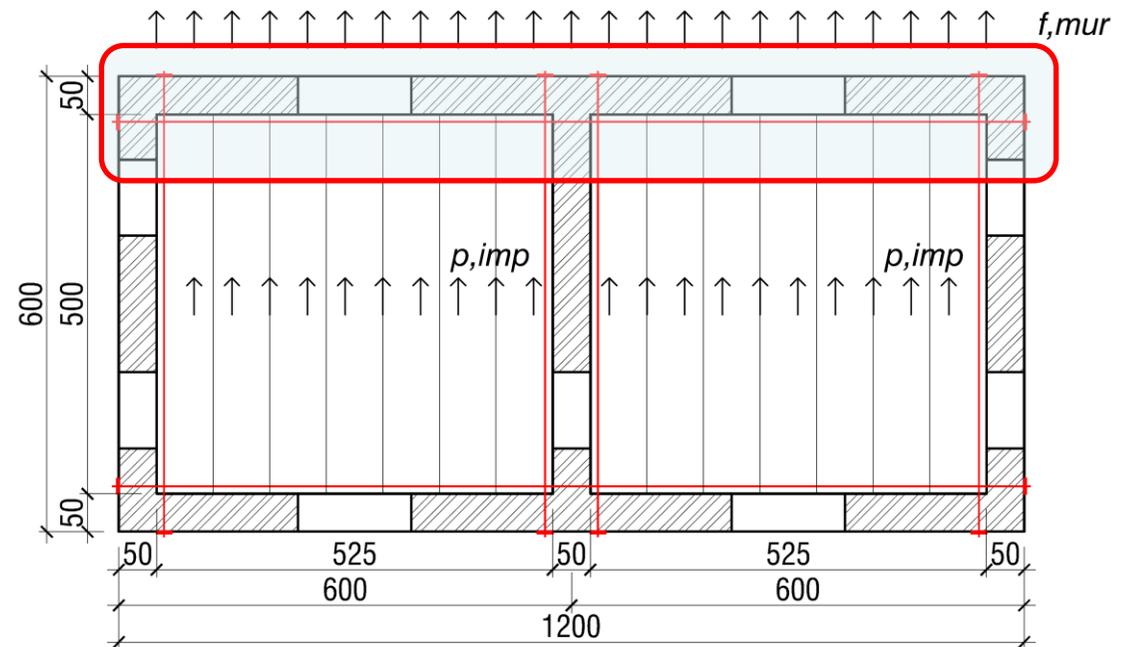
Carico proveniente da impalcato:

$$W_{imp} = (G_{k,imp} + \psi_2 \cdot Q_{k,imp}) \cdot \frac{5,00}{2} \cdot (2 \cdot 5,25) = (3,50 + 0,3 \cdot 2,00) \cdot \frac{5,00}{2} \cdot (2 \cdot 5,25) = 107,62 \text{ kN}$$

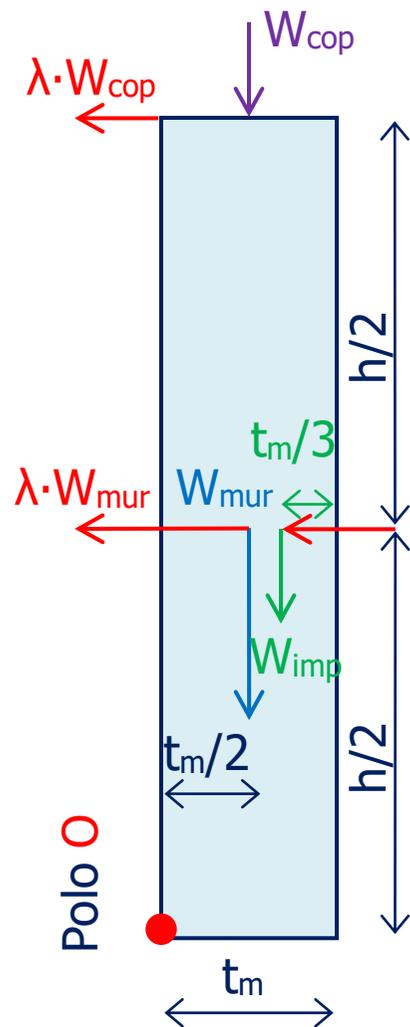
Carico proveniente da copertura:

$$W_{cop} = \left(\frac{G_{k,cop}}{\cos 20^\circ} + \psi_2 \cdot Q_{k,cop} \right) \cdot \frac{3}{2} \cdot 12,00$$

$$W_{cop} = \left(\frac{1,50}{\cos 20^\circ} + 0,00 \cdot 1,30 \right) \cdot \frac{3}{2} \cdot 12,00 = 28,39 \text{ kN}$$



Ribaltamento parete longitudinale



$$M_{stab} = (W_{cop} + W_{mur}) \cdot \frac{t_m}{2} + W_{imp} \cdot \frac{2}{3} \cdot t_m$$

$$M_{stab} = (28,39 + 633,60) \cdot \frac{0,50}{2} + 107,62 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,5 = 201,37 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = \lambda \cdot W_{cop} \cdot h + \lambda \cdot W_{mur} \cdot \frac{h}{2} + 2 \cdot \lambda \cdot W_{imp} \cdot \frac{h}{2}$$

Altra parete longitudinale
non trattiene il solaio

$$M_{rib} = \lambda \cdot 28,39 \cdot 6 + \lambda \cdot 633,60 \cdot \frac{6}{2} + 2 \cdot \lambda \cdot 107,62 \cdot \frac{3}{2} = 2394 \cdot \lambda \text{ kNm}$$

CAPACITA' = Accelerazione di ribaltamento:

$$\lambda = \frac{M_{stab}}{M_{rib}} = \frac{201,37}{2394} = 0,084$$

Domanda:

Edificio classe III scolastico $\rightarrow V_R=75$ anni

Suolo C

$$\text{Periodo } T_1 \cong C_1 \cdot h^{0,75} = 0,05 \cdot 6,00^{0,75}$$

$$T_1 \cong 0,19 \text{ s}$$

$$T_B \leq T_1 \leq T_C$$

Domanda in accelerazione al pannello di muratura di 1° piano [circolare C8A.4.10]:

$$\lambda_{req} = S_{el}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q}$$

$$\psi(Z) = \frac{Z}{H} = \frac{\text{quota cerniera}}{\text{altezza edificio}} = \frac{3}{6} = 0,50$$

$$\gamma = \text{coeff. part. modale} = \frac{3 \cdot N}{2 \cdot N + 1} = \frac{3 \cdot 2}{2 \cdot 2 + 1} = \frac{6}{5} = 1,20 \quad N = \text{numero di piani}$$

$$q = \text{fattore di comportamento} \leq 2$$

$$q = 1 \quad (\text{c. elastico})$$

$$\psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q} = 0,50 \cdot \frac{1,20}{1} = 0,60$$

$$\zeta_{ante} = \left(\frac{\text{Capacità}}{\text{Domanda}} \right)_{ante} = \frac{\lambda}{\lambda_{req}} = \frac{\lambda}{S_{el}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q}} = \frac{0,084}{0,6 \cdot S_{el}(T_1)} = \frac{0,14}{S_{el}(T_1)}$$

$$\zeta_{post} = \left(\frac{\text{Capacità}}{\text{Domanda}} \right)_{post} \geq \xi_E$$

$$\frac{\lambda_{post}}{S_{el}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q}} \geq \xi_E$$

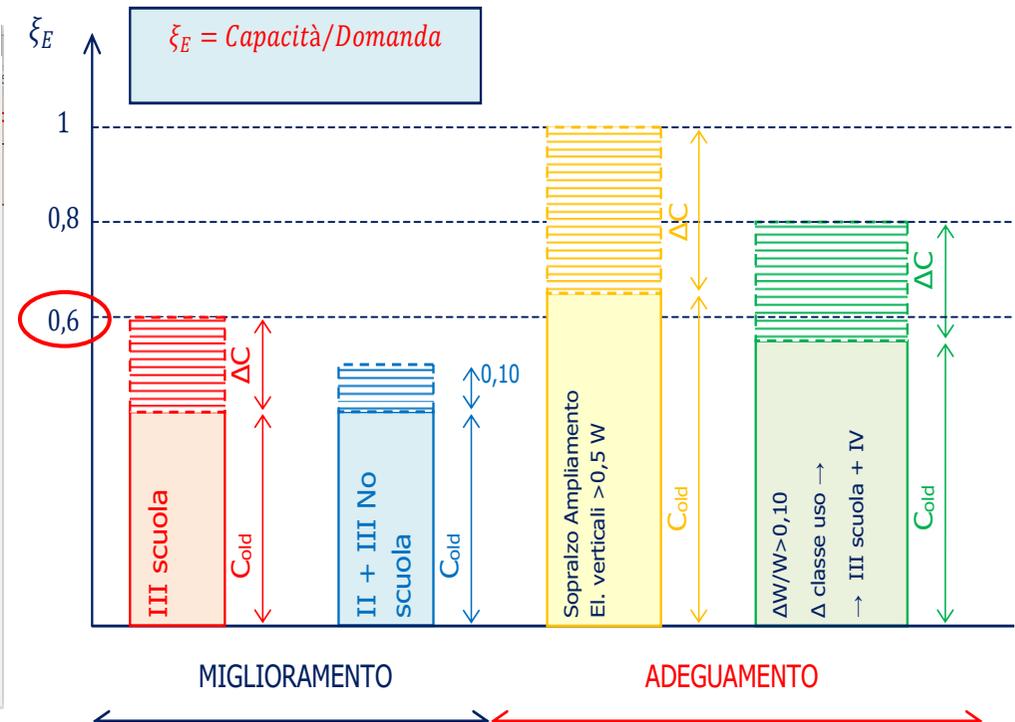
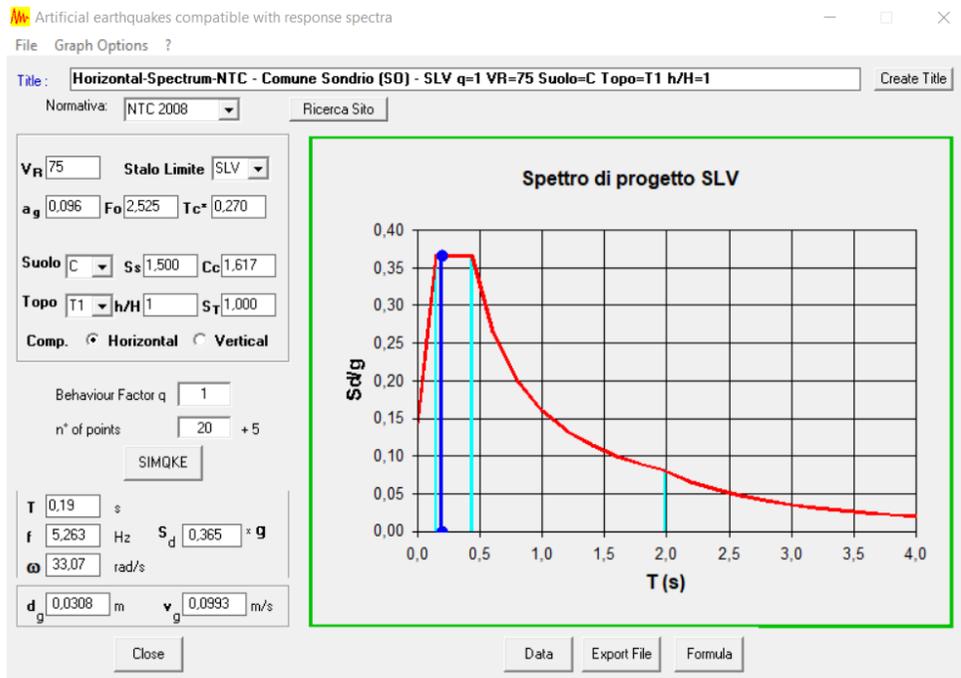
$$\lambda_{post} \geq \zeta_E \cdot S_{el}(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \frac{\gamma}{q}$$

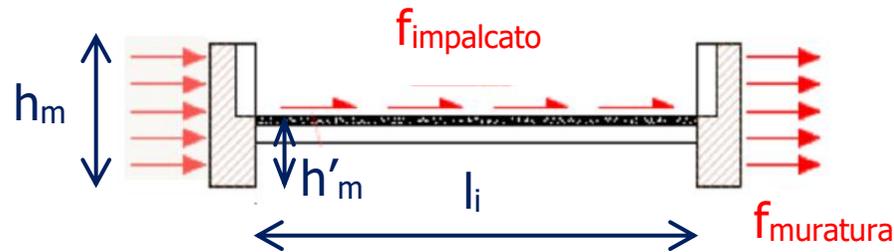
$$\lambda_{post} \geq 0,6 \cdot S_{el}(T_1) \cdot 0,60$$

$$\lambda_{post} \geq 0,36 \cdot S_{el}(T_1)$$

Località	Como	Lecco	Sondrio
$S_{el}(T_1)$	0,181	0,242	0,365
ξ_{ante}	0,77 > $\zeta_E = 0,6$	0,57 $\cong \zeta_E = 0,6$	0,39 < $\zeta_E = 0,6$
λ_{post}	/	0,087 $\cong \lambda$	0,13

Obiettivo intervento:
Capacità $\lambda = 0,15$





$$h'_m = 0,8 \text{ m}$$

Tutta l'azione su una muratura

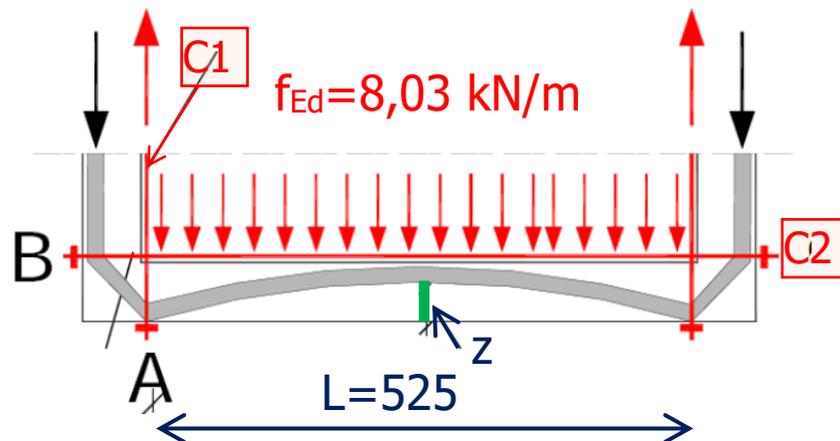
impalcato: $f_{imp} = \lambda \cdot (G_{k,imp} + \psi_2 \cdot Q_{k,imp}) \cdot l_i = 0,15 \cdot (3,50 + 0,3 \cdot 2,00) \cdot 5,00 = 3,08 \text{ kN/m}$

muratura: $f_{mur} = \lambda \cdot (h_m \cdot t_m \cdot \gamma_m) = 0,15 \cdot (3,00 \cdot 0,50 \cdot 22,00) = 4,95 \text{ kN/m}$

cautelativamente $c = 0$

$$f_{Ed} = f_{imp} + f_{mur} = 3,08 + 4,95 = 8,03 \text{ kN/m}$$

Arco orizzontale nella parete

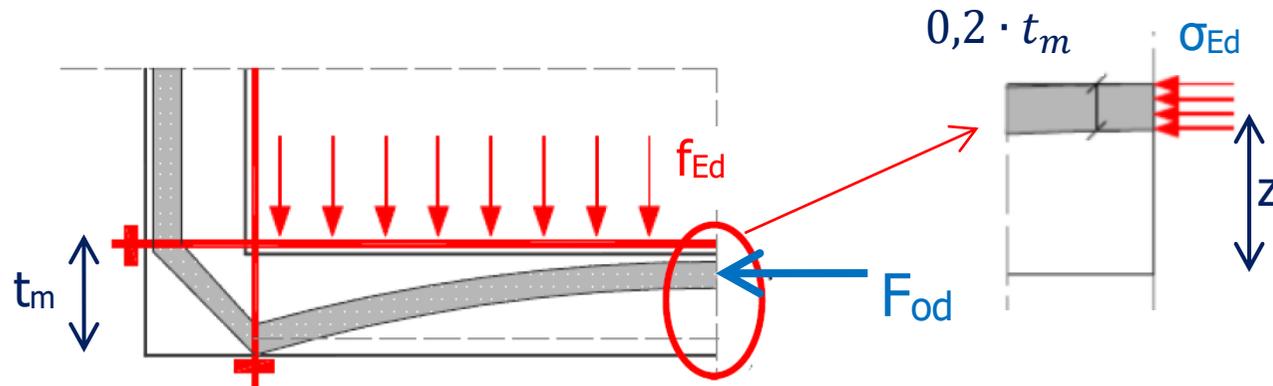


Freccia dell'arco: $z = 0,8 \cdot t_m = 0,8 \cdot 0,5 = 0,4 \text{ m}$

$$M_{Ed} = f_{Ed} \cdot \frac{L^2}{8} = 8,03 \cdot \frac{5,25^2}{8} = 27,67 \text{ kNm}$$

$$F_{0d} = M_{Ed} / z = 27,67 / 0,4 = 69,16 \text{ kN}$$

$$F_{Vd} = f_{Ed} \cdot \frac{L}{2} = 8,03 \cdot \frac{5,25}{2} = 21,08 \text{ kN}$$



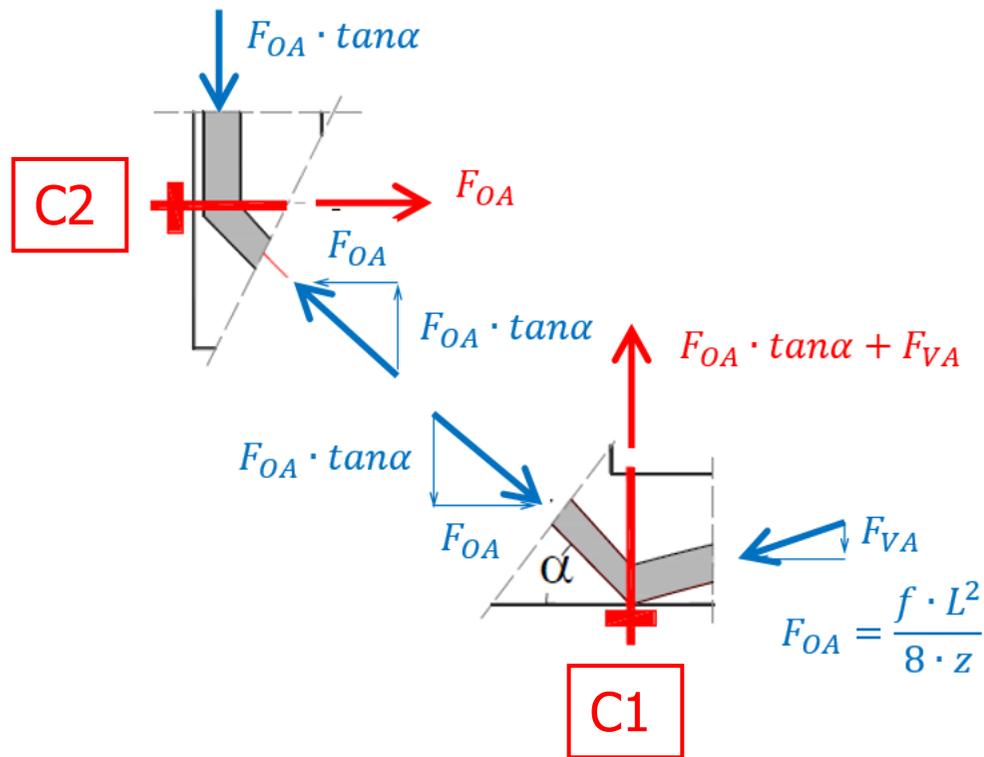
$$\sigma_{Ed} = \frac{F_{od}}{(0,2 \cdot t_m) \cdot h'_m} = \frac{69,16 \cdot 10^{-3}}{(0,2 \cdot 0,5) \cdot 0,8} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_m} = \frac{4,00}{1,35 \cdot 3} = 0,98 \text{ MPa}$$

$$\psi_\sigma = \frac{\sigma_{Ed}}{\sigma_{Rd}} = \frac{0,86}{0,98} = 0,88 < 1 \text{ ok}$$

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Dimensionamento catene



Catena C1

$$F_{C1,d} = F_{Od} \cdot \tan \alpha + F_{Vd}$$

$$F_{C1,d} = 69,16 \cdot \tan 45 + 21,08 = 90,24 \text{ kN}$$

Catena C2

$$F_{C2,d} = F_{Od}$$

$$F_{C1,d} \geq F_{C2,d}$$

$$A_{catena} = \frac{F_{C1,d}}{f_s} = \frac{90,24 \cdot 10^3}{120} = 752 \text{ mm}^2$$

$$\varnothing_{catena} \geq \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_{catena}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 752} = 30,94 \text{ mm} \longrightarrow \varnothing_{catena} = 32 \text{ mm}$$

Ancoraggio

pressione di contatto

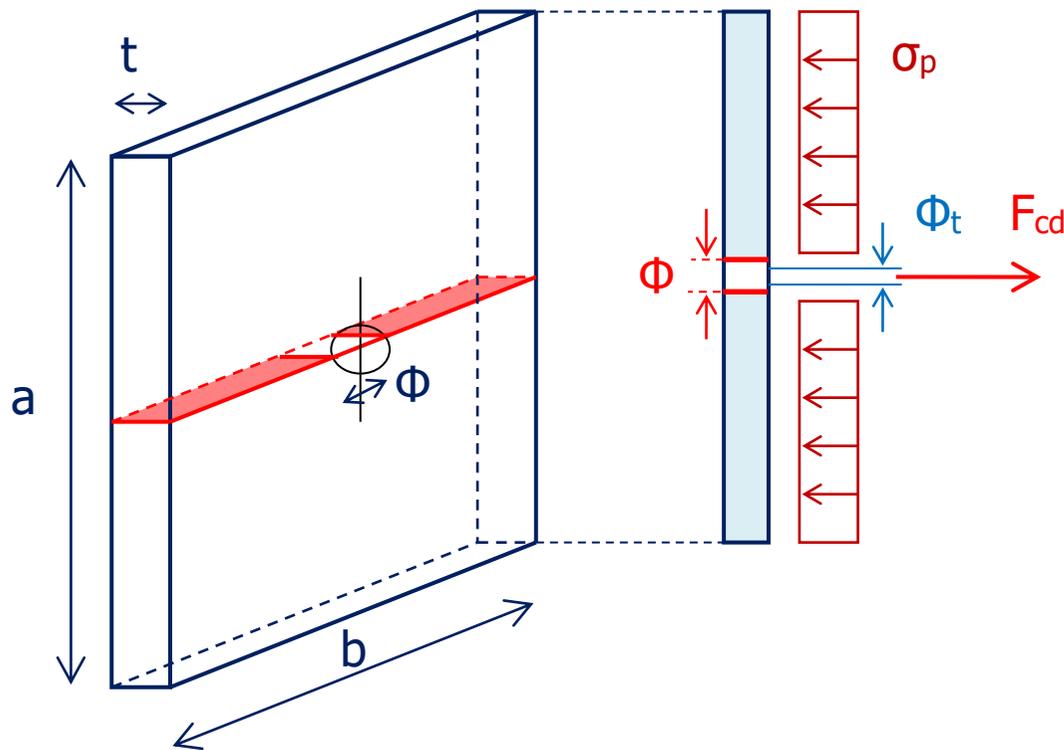
$$\sigma_p = 1,50 \div 2,00 \text{ MPa}$$

superficie contatto

$$A_p = \frac{F_{c1,d}}{\sigma_p} = \frac{90,24 \cdot 10^3}{1,50} = 60160 \text{ mm}^2$$

lato piastra quadrata

$$a \geq \sqrt{A_p} = \sqrt{60160} = 245 \text{ mm} \longrightarrow a = 250 \text{ mm}$$



Prescrivendo che al tiro F_{cd} la sezione mediana della piastra

non giunga a snervamento:

t = spessore piastra

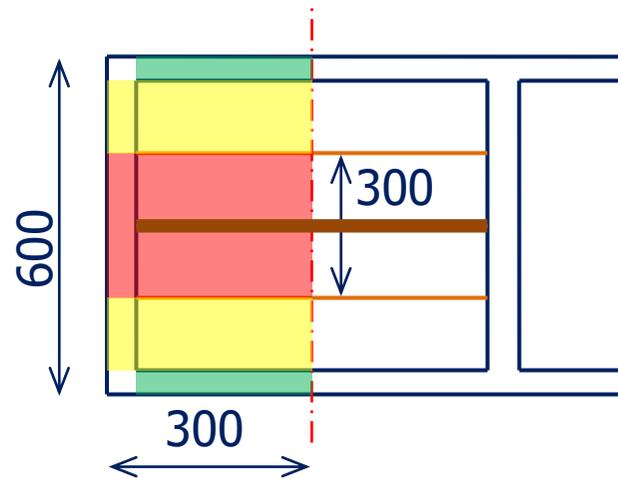
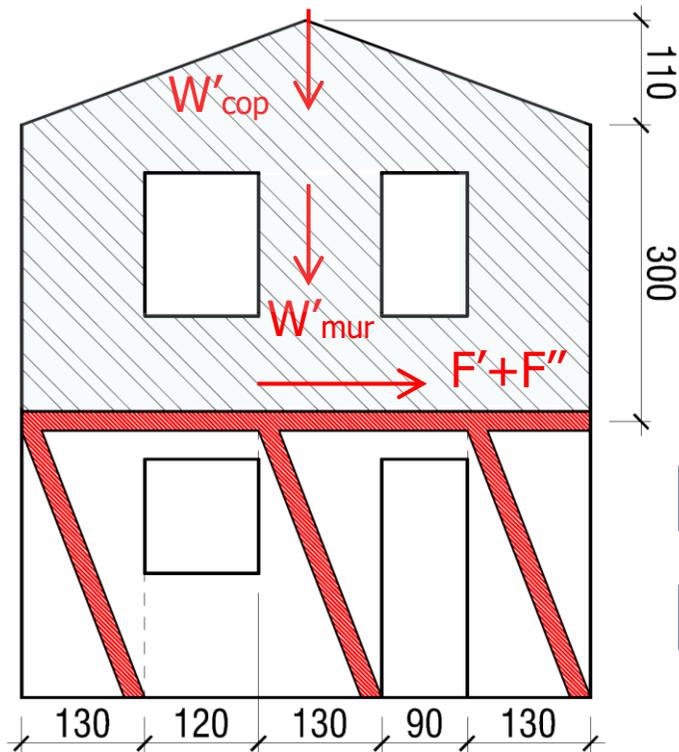
$$t \geq \phi_t \cdot \sqrt{\frac{\pi}{8} \cdot \frac{a}{b - \phi}}$$

Con piastra quadrata di lato a e $\phi \leq \frac{a}{5}$:

$$t \geq 0,7 \cdot \phi_t$$

$$t \geq 0,7 \cdot \phi_t = 0,7 \cdot 32 = 21,7 \longrightarrow t = 22 \text{ mm}$$

Parete parallela al sisma



$$W'_{mur} = \left(3 \cdot 6 + 6 \cdot \frac{1,10}{2} \right) \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot 0,8 = 187,44 \text{ kN}$$

$$W'_{cop} = \left(\frac{G_{k,cop}}{\cos 20^\circ} + \psi_2 \cdot Q_{k,cop} \right) \cdot 3 \cdot 3 = 14,36 \text{ kN}$$

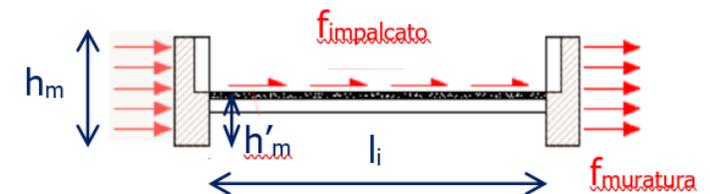
$$F' = (W'_{mur} + W'_{cop}) \cdot \lambda = 30,27 \text{ kN}$$

Parete perpendicolare al sisma

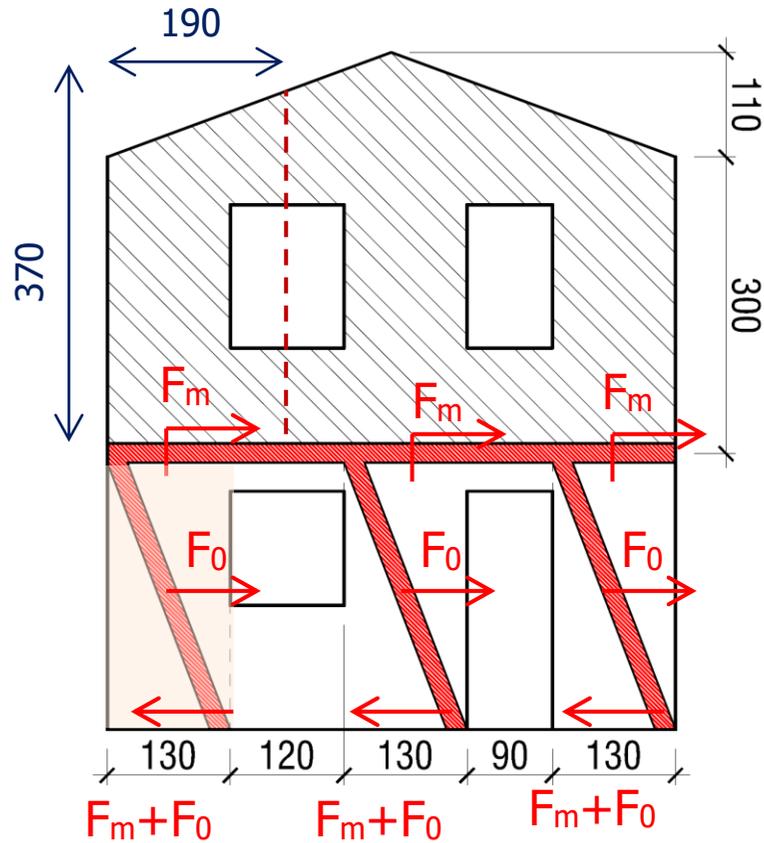
$$F''_{mur} = (2 \cdot f_{mur} + f_{imp}) \cdot \frac{5,25}{2} = 34,07 \text{ kN}$$

$$F''_{cop} = \left(\frac{G_{k,cop}}{\cos 20^\circ} + \psi_2 \cdot Q_{k,cop} \right) \cdot 3 \cdot (2 \cdot 1,50) \cdot 0,15 = 2,15 \text{ kN}$$

$$F'' = F''_{mur} + F''_{cop} = 36,22 \text{ kN}$$



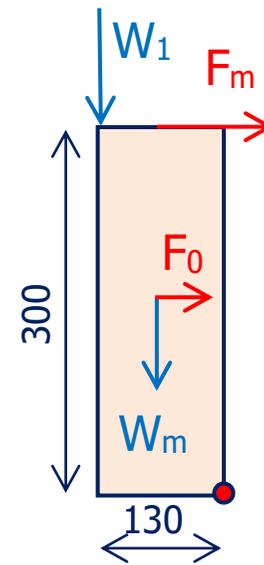
Parete piano terra // sisma



3 setti di ugual lunghezza (1,30 m)

$$F_m = \frac{1}{3} \cdot (F' + F'') = \frac{1}{3} \cdot (30,27 + 36,22) = 22,16 \text{ kN}$$

Ribaltamento setto esterno (minor carico assiale)



$$W_1 = 0,8 \cdot 0,5 \cdot 22 \cdot \left[1,9 \cdot \frac{3+3,7}{2} \right]$$

\swarrow c \swarrow y \swarrow h_{med}

$$W_1 = 56,01 \text{ kN}$$

$$W_m = 3 \cdot 1,3 \cdot 0,5 \cdot 22 = 42,90 \text{ kN}$$

$$F_0 = 0,15 \cdot W_m = 6,44 \text{ kN}$$

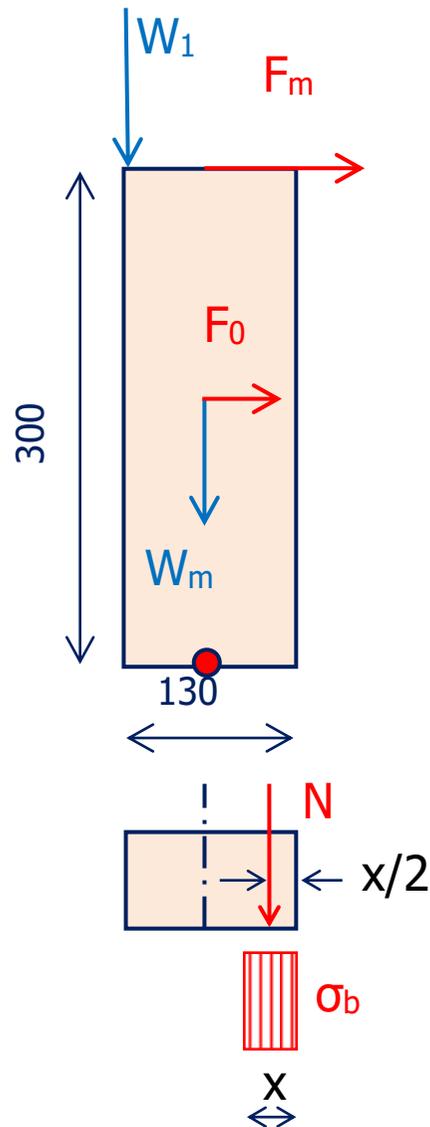
$$M_{stabilizzante} = (1,30 \cdot W_1) + \left(\frac{1,30}{2} \cdot W_m \right) = 100,70 \text{ kNm}$$

$$M_{ribaltante} = (3,00 \cdot F_m) + \left(\frac{3,00}{2} \cdot F_0 \right) = 76,14 \text{ kNm}$$

$$\psi_m = \frac{M_{ribaltante}}{M_{stabilizzante}} = 0,76 < 1$$

Verifica ok

Pressione alla base setto esterno



$$N = W_1 + W_m = 56,01 + 42,90 = 98,91 \text{ kN}$$

$$M_{asse} = 3,00 \cdot F_m + \frac{3,00}{2} \cdot F_0 - \frac{1,30}{2} \cdot W_1$$

$$M_{asse} = 3,00 \cdot 22,16 + \frac{3,00}{2} \cdot 6,44 - \frac{1,30}{2} \cdot 56,01 = 39,73 \text{ kNm}$$

$$e = M_{asse}/N = 39,73/98,91 = 0,40 \text{ m}$$

$$\frac{x}{2} = \frac{1,30}{2} - e = \frac{1,30}{2} - 0,40 = 0,25 \text{ m}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{x \cdot t_m} = \frac{98,91 \cdot 10^3}{500 \cdot 500} = 0,40 \text{ MPa}$$

Cap. 7: PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Articolo 7.0 GENERALITA' (Aproccio semplificato)

... Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello SLV, da $ag \cdot S \leq 0,075 \cdot g$ possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 2.5.3 $[G_1 + G_2 + \psi_2 \cdot Q_k]$, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] $\left[F_i = F_h \cdot \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i} \right]$ assumendo

$F_h = 0,10 \cdot W \cdot \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.3.2; $[\lambda = 0,85 \div 1,00]$

- si richiede la **sola** verifica nei confronti dello SLV;

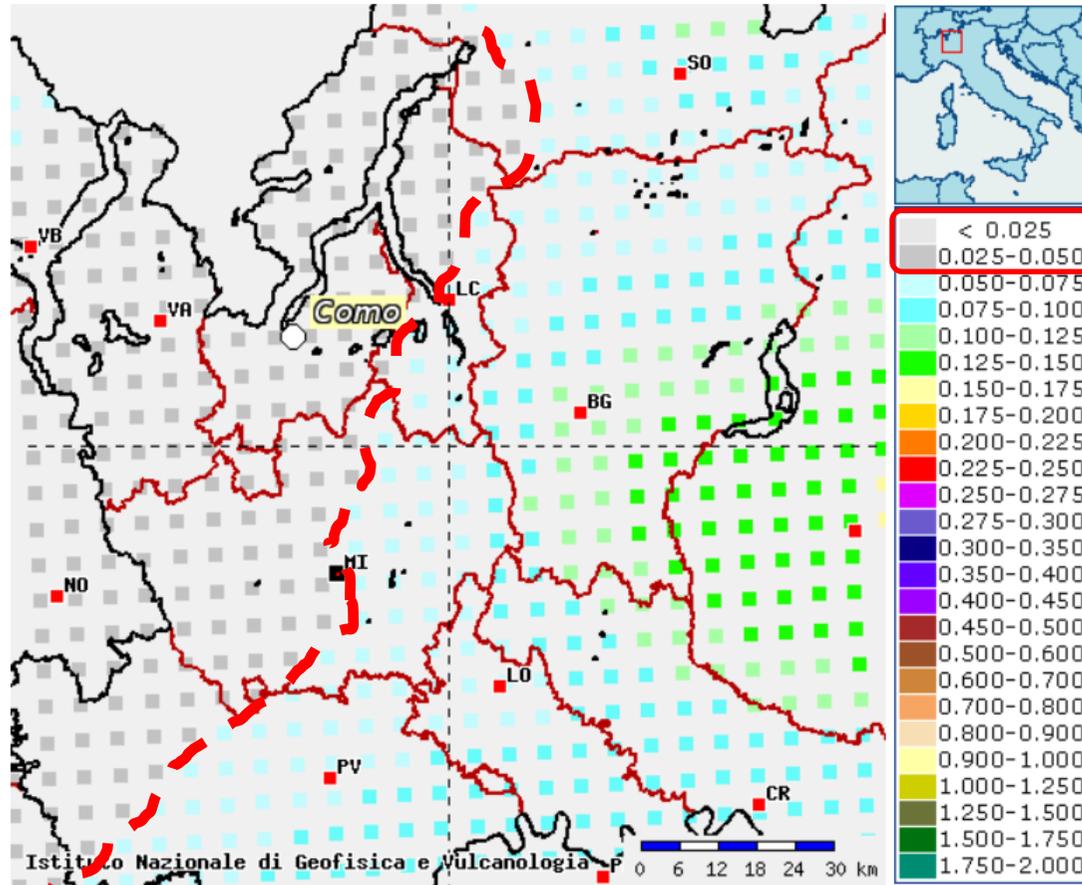
- si **utilizza in generale** una **"progettazione per comportamento strutturale non dissipativo"**, ... nel § 7.2.2;

qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;

- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidità e resistenza di cui al § 7.2.2.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Edificio tipo 2, classe 2} \rightarrow V_R=50 \text{ anni} \\ \text{Suolo} \rightarrow C \\ \text{Superficie piana} \rightarrow S_T=1,00 \end{array} \right\} S=1,50 \left\} \frac{a_{g,lim,semp}}{g} = \frac{0,075}{S} = 0,05$$

Località	ag / g	Semplif.
Como	0,041	SI
Lecco	0,054	NO
Erba	0,046	SI
Milano	0,049	SI
Monza	0,054	NO



Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

0 6 12 18 24 30 km

Selezione mappa

<input checked="" type="checkbox"/>	Visualizza punti della griglia riferiti a:	Parametro dello scuotimento:	Probabilità in 50 anni:	Percentile:	Periodo spettrale (sec):
<input type="checkbox"/>	Ridisegna mappa	a(g)	10%	50	

COMPORTAMENTO NON DISSIPATIVO

Par.7.2.2 Comportamento strutturale

Per comportamento strutturale **non dissipativo**, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la **domanda** derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è **calcolata**, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma **indipendentemente dalla tipologia strutturale** e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un **modello elastico**

Per comportamento strutturale **dissipativo**, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in **campo plastico**, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la **domanda** derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è **calcolata**, **in funzione** dello stato limite cui ci si riferisce e **della tipologia strutturale**, tenendo conto della **capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale**. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente **attraverso il fattore di comportamento q** si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva.

Par.7.3 Comportamento

Nel caso di **analisi lineare**, la **domanda** sismica per strutture a comportamento sia **non dissipativo**, sia dissipativo, può essere **ridotta** utilizzando un opportuno **fattore di comportamento q**.

I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

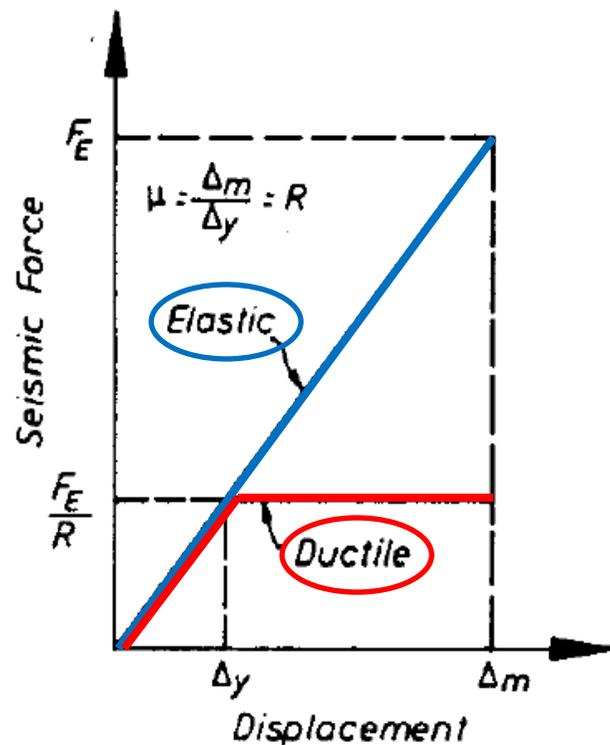


STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)	
		Dissipativo	Non Dissipativo
SLE	SLO	q = 1.0 § 3.2.3.4	q = 1.0 § 3.2.3.4
	SLD	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5
SLU	SLV	q ≥ 1,5 § 3.2.3.5	q ≤ 1,5 § 3.2.3.5
	SLC	---	---

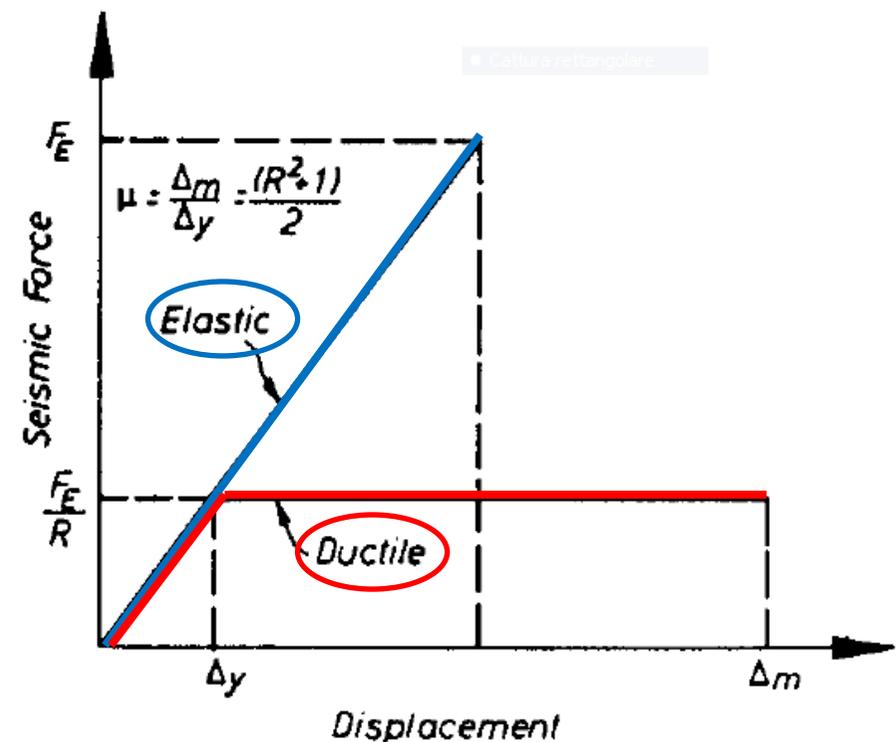
FATTORE DI COMPORTAMENTO: q

Analisi dinamica sismica di struttura **elasto-plastica** => taglio alla base **minore** del taglio alla base che si avrebbe con comportamento indefinitamente **elastico lineare**.

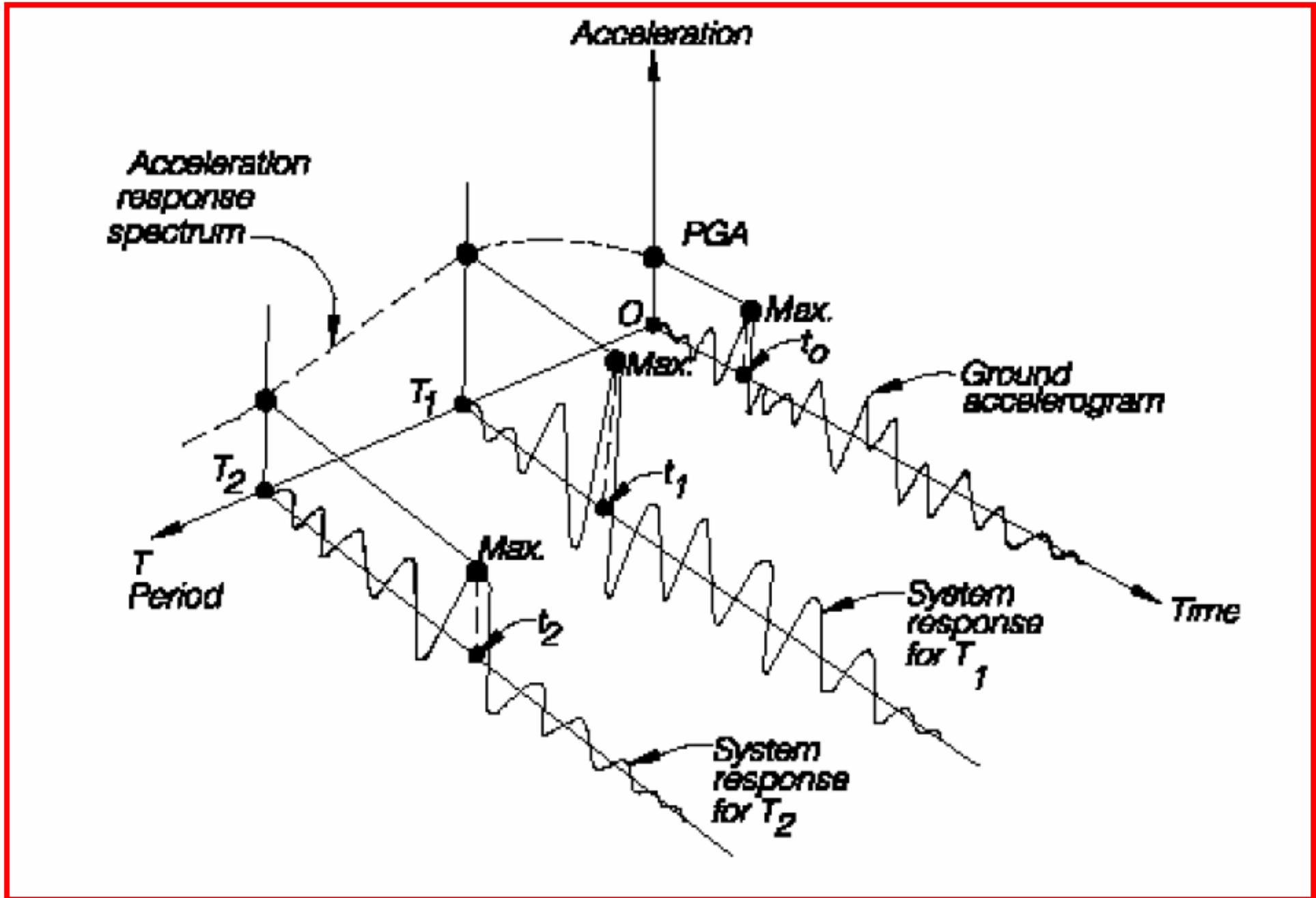
Oscillatori semplici **elasto-plastici** con resistenza di snervamento **R volte minore** della forza elastica dovuta al sisma ($F_y = \frac{F_E}{R}$) esibiscono una risposta in funzione del loro **periodo proprio**.

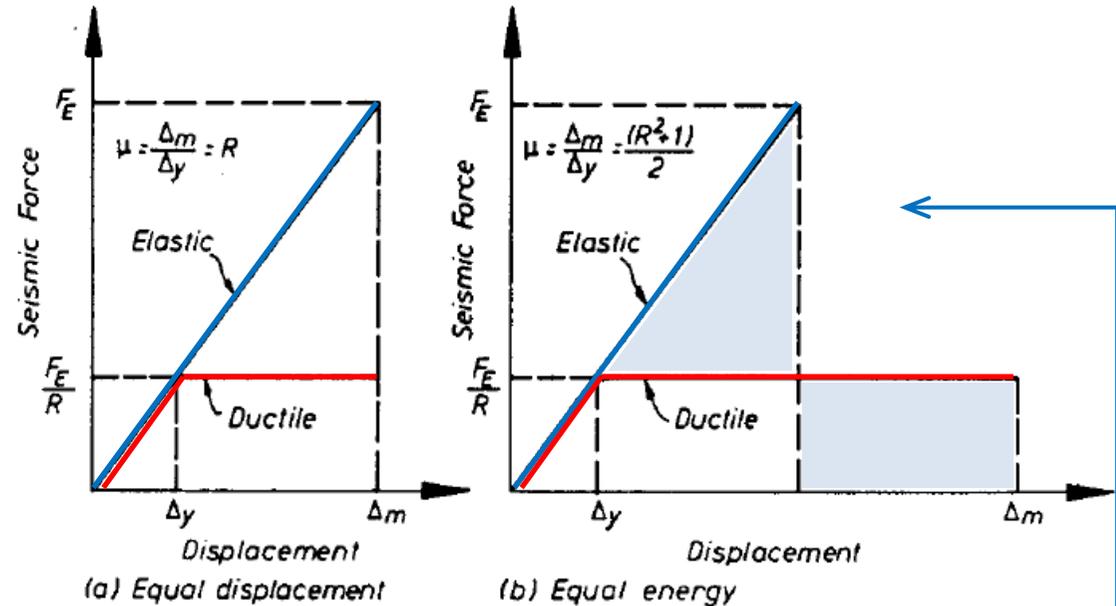
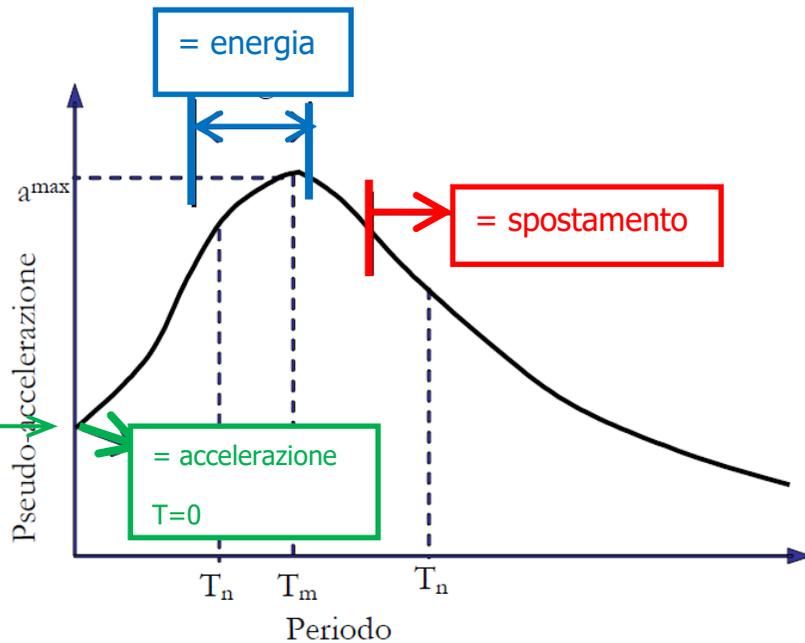


(a) Equal displacement



(b) Equal energy



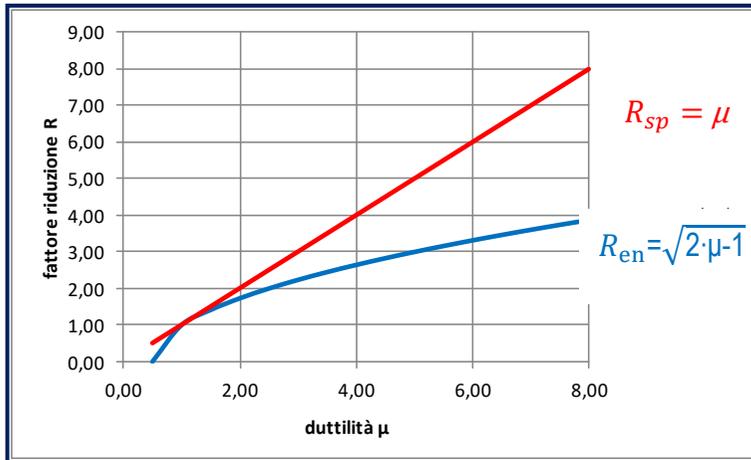


Strutture $T > T_m \Rightarrow$ spostamento massimo per comportamento elasto-plastico \cong allo spostamento massimo per comportamento elastico-lineare \Rightarrow Duttilità del sistema $\mu = \Delta_m / \Delta_y$ è uguale al fattore di riduzione delle forze sismiche R : $\mu = R$ principio di **uguaglianza degli spostamenti**

Strutture $T \leq T_m \Rightarrow$ area sottesa diagramma forza spostamento per comportamento elastico plastico \cong area sottesa nel caso elastico lineare. Area = Energia ($F \cdot \Delta$) $\Rightarrow \mu = (R^2 + 1) / 2$ principio di **uguaglianza delle energie**

Strutture $T \rightarrow 0 \Rightarrow$ accelerazione suolo=accelerazione struttura \Rightarrow spostamenti struttura = spostamenti suolo $\Rightarrow R = 1$ indipendentemente dalla duttilità della struttura principio di **uguaglianza delle accelerazioni**

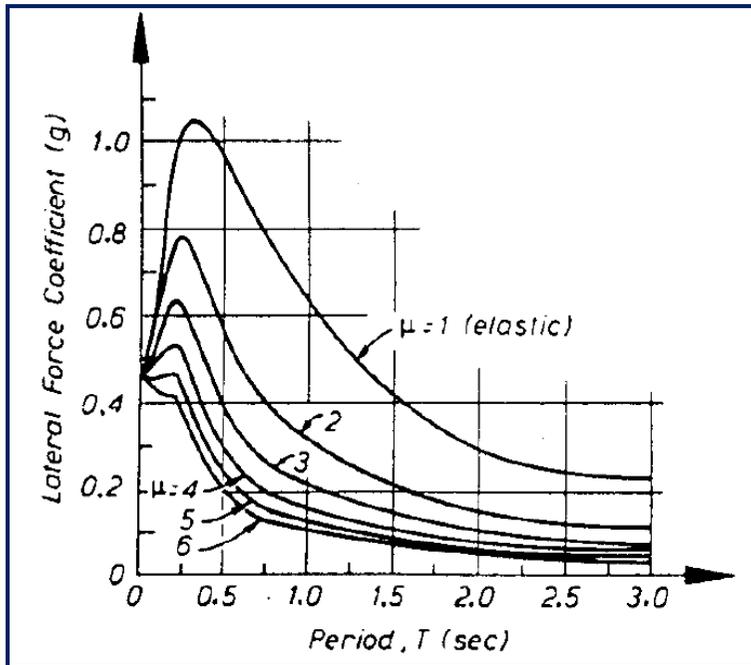
Risposta strutturale sistema **anelastico** = $\frac{\text{Accelerazione sistema elastico corrispondente}}{\text{Fattore di riduzione } R=R(T)}$



Si dimostra che il principio dell'uguaglianza degli spostamenti vale anche per periodi propri T molto bassi (< dominanti) stante l'allungamento di T per attivazione di risposta non lineare.



Impiego di un unico fattore $R = \mu$ indipendente da T



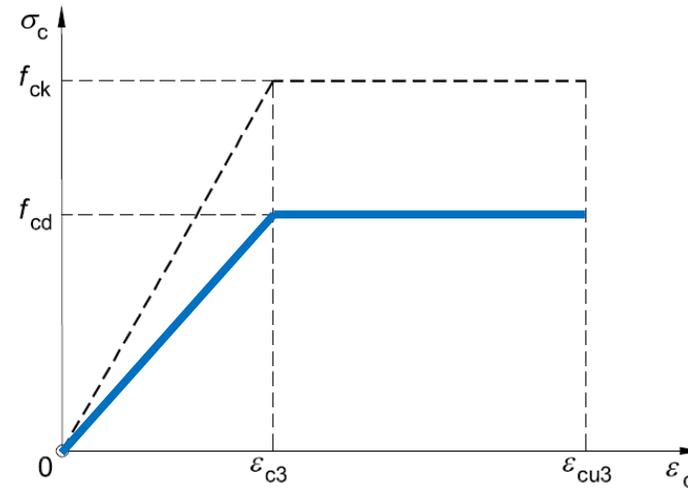
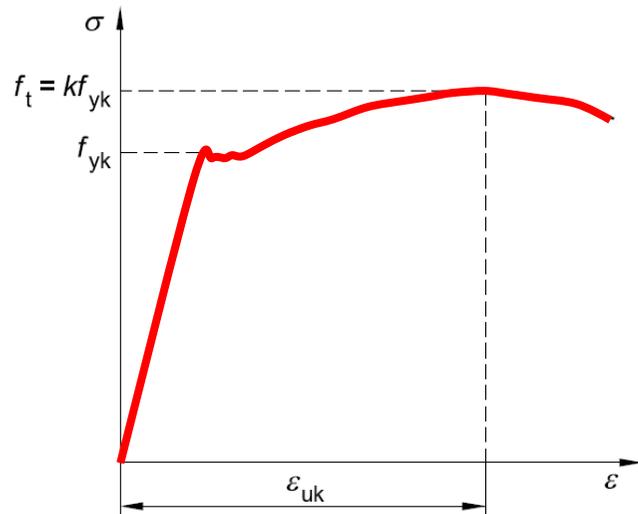
Analisi in regime elastico-lineare

Struttura con comportamento non-lineare

Spostamenti reali = spostamenti elastici x μ
 $\Delta = \Delta_{\text{elastici}} \cdot \mu$

Duttilità del materiale: μ_ε

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y$$



Acciaio B450 C:

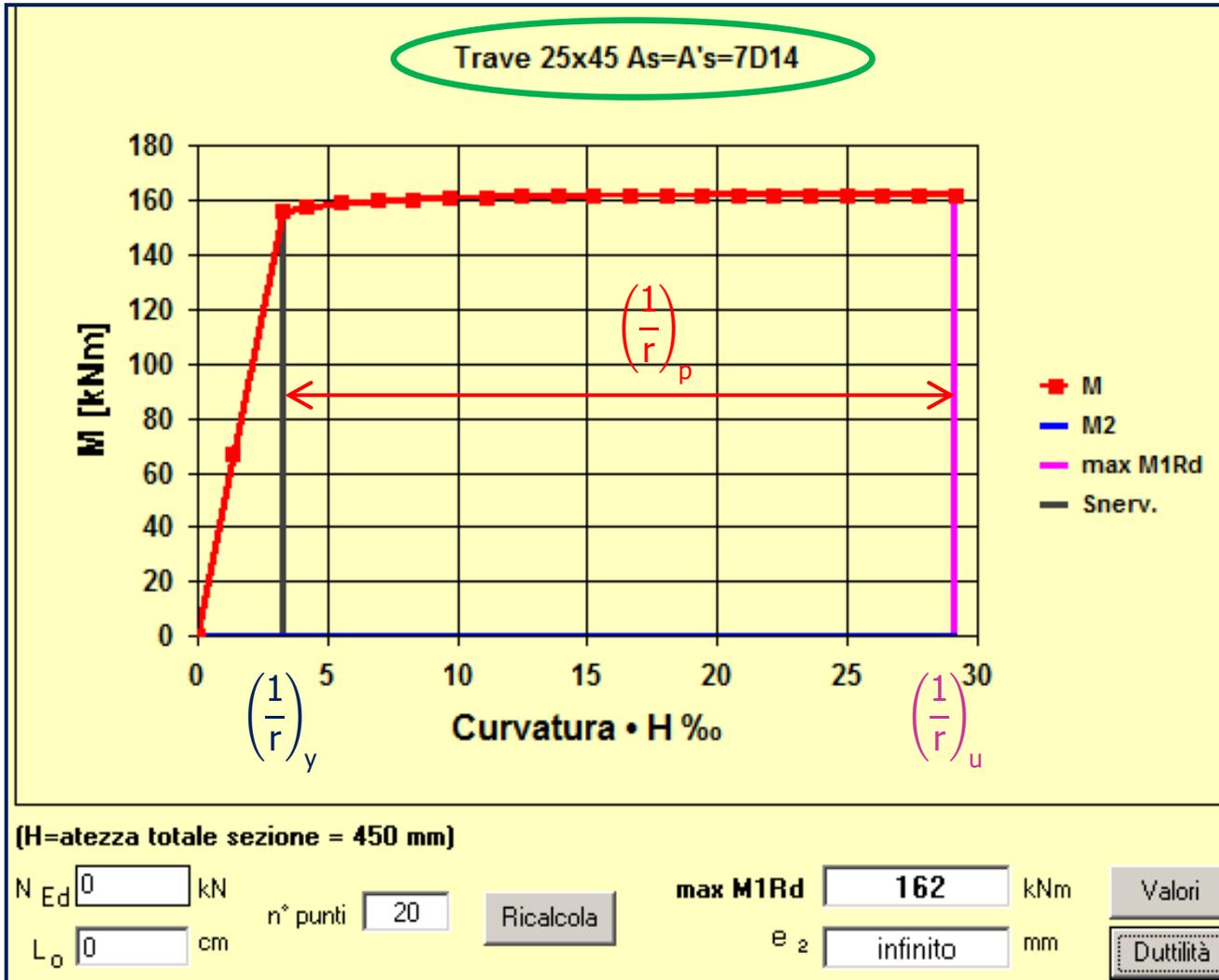
$$\mu_\varepsilon = \frac{0,9 \cdot A_{gtk}}{f_{yk} / E_s} = \frac{0,9 \cdot 0,075}{450 / 200000} = \frac{0,0675}{0,00225} = 30$$

Calcestruzzo C<50/60 :

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c,el}} = \frac{0,35\%}{1,75\%} = 2$$

Duttilità Locale {
 sezione $\mu_{1/r}$
 elemento μ_δ
 struttura μ_Δ

Duttilità della sezione



Duttilità di curvatura

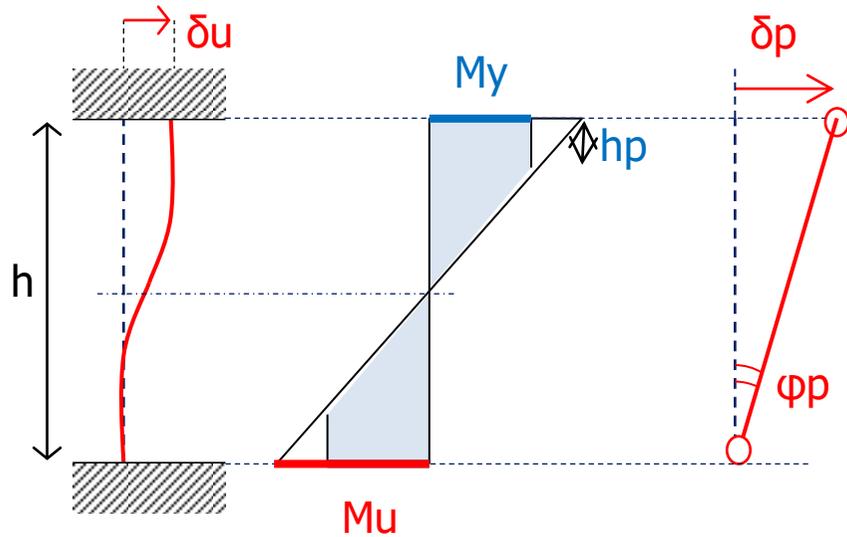
$$\mu_{\phi} = \frac{\text{curv. ultima}}{\text{curv. snerv.}} = \boxed{8,768}$$

NTC #7.4.4 - EC8 #5.2.3.4(3)

$$\mu_{1/r} = \frac{(1/r)_u}{(1/r)_y} = \frac{(1/r)_y + (1/r)_p}{(1/r)_y} = 1 + \frac{(1/r)_p}{(1/r)_y}$$

sezione c.a. => $\mu_{1/r} \cong 8$

Duttilità dell' elemento



$\delta_u = \delta_y + \delta_p$ = sp. a snervamento + sp. plastico

$$\delta_y = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{h^2}{6} \quad \delta_p = \varphi_p \cdot h = \left(\frac{1}{r}\right)_p \cdot h_p \cdot h$$

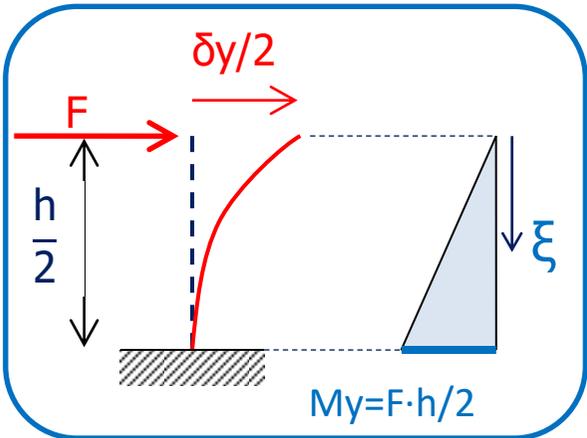
$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_y + \delta_p}{\delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y} = 1 + \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_p \cdot h_p \cdot h}{\left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{h^2}{6}} =$$

$$\mu_\delta = 1 + 6 \cdot \frac{h_p}{h} \cdot \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_p}{\left(\frac{1}{r}\right)_y}$$

$\frac{M_u}{M_y} \approx 1,20$
$1,15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k < 1,35$

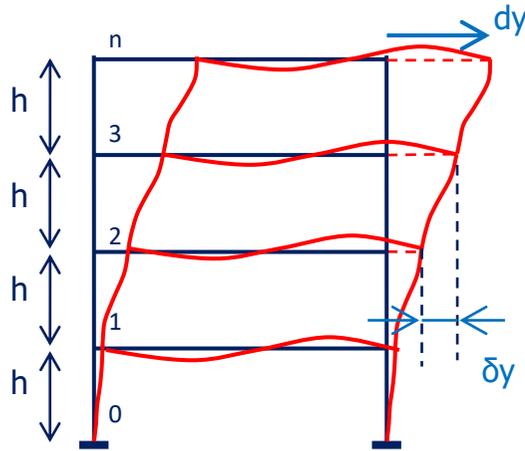
se: $\begin{cases} h_p = 8\% \cdot h \\ \mu_{1/r} = 8 \end{cases}$

$$\mu_\delta = 1 + 6 \cdot 0,08 \cdot \frac{\left(\frac{1}{r}\right)_u - \left(\frac{1}{r}\right)_y}{\left(\frac{1}{r}\right)_y} \cong 1 + 0,5 \cdot (\mu_{1/r} - 1) = 1 + 0,5 \cdot (8 - 1) = \mathbf{4,50}$$

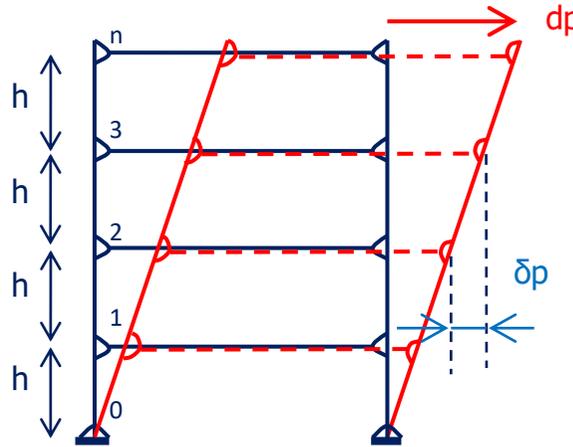


$$plv \Rightarrow F \cdot \frac{\delta_y}{2} = \int_0^{h/2} F \cdot \xi \cdot \frac{F \cdot \xi}{EJ} \cdot d\xi = \frac{F^2}{EJ} \cdot \frac{1}{3} \cdot \frac{h^3}{8} \Rightarrow \delta_y = \frac{F \cdot h^3}{12 \cdot EJ} = \frac{M_y}{EJ} \cdot \frac{h^2}{6} = \left(\frac{1}{r}\right)_y \cdot \frac{h^2}{6}$$

Duttilità della struttura



Elastico



A - cerniere travi

$$du = dy + dp$$

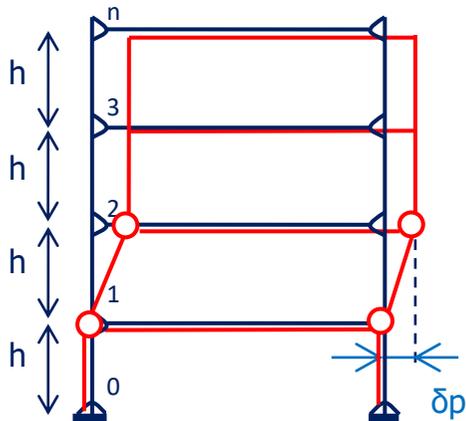
$$dy = n \cdot \delta_y \quad (n \text{ elementi verticali})$$

$$\mu_{\Delta} = \frac{du}{dy} = 1 + \frac{dp}{dy}$$

$$dp = \delta_p \text{ (meccanismo collasso)}$$

A – cerniere sulle travi:

$$\mu_{\Delta} = \frac{n \cdot \delta_y + n \cdot \delta_p}{n \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{\delta_y} = \mu_{\delta} \quad \text{duttilità struttura} = \text{duttilità elemento} = 4.5$$

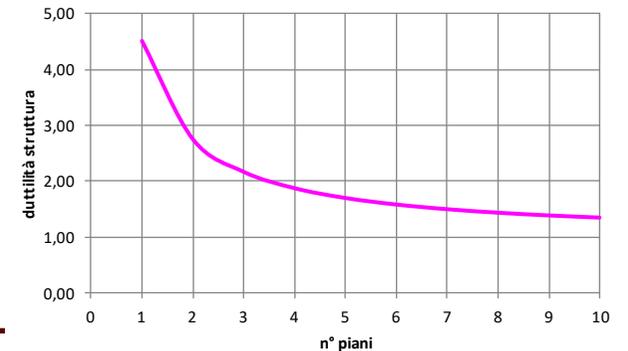


B - cerniere su pilastri

B – cerniere sui pilastri:
$$\mu_{\Delta} = \frac{n \cdot \delta_y + 1 \cdot \delta_p}{n \cdot \delta_y} = 1 + \frac{\delta_p}{n \cdot \delta_y} = 1 + \frac{1}{n} \cdot \frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_y}$$

$$\mu_{\Delta} = 1 + \frac{1}{n} \cdot (\frac{\delta_u}{\delta_y} - 1) = 1 + \frac{1}{n} \cdot (\mu_{\delta} - 1) = 1 + \frac{1}{4} \cdot (4,5 - 1) = 1.87$$

-58%



Strutture a comportamento dissipativo

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R \quad \text{valore massimo!}$$

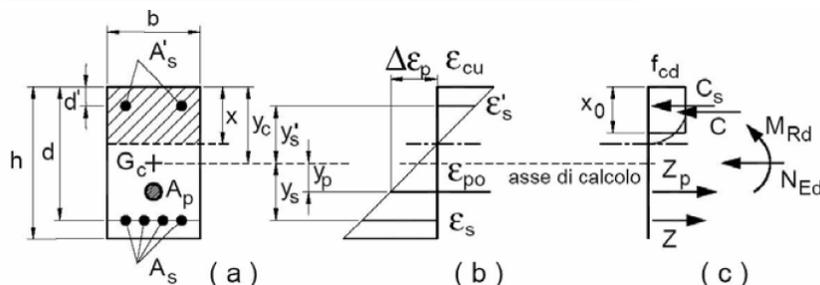
K_R fattore di regolarità in altezza (regolare =1; non regolare =0,80)

q_0 massimo valore di base del fattore di comportamento

Tipologia strutturale	q_0	
	CD''A''	CD''B''
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Strutture a comportamento NON dissipativo

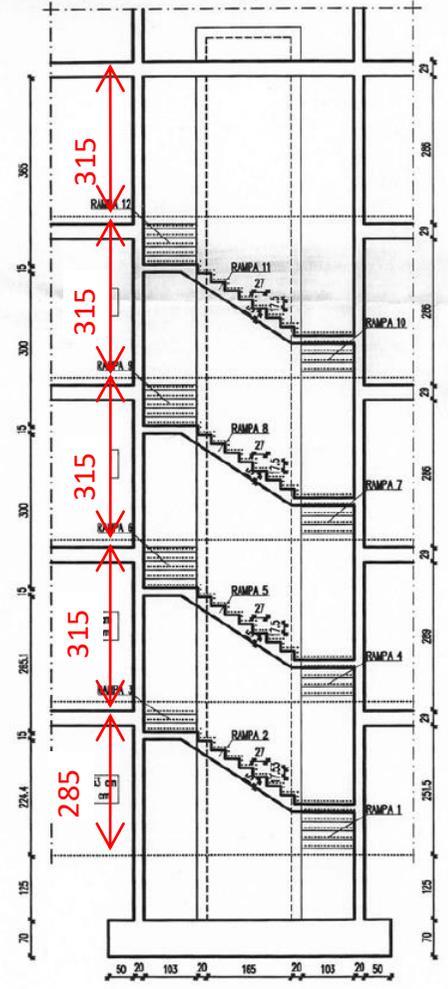
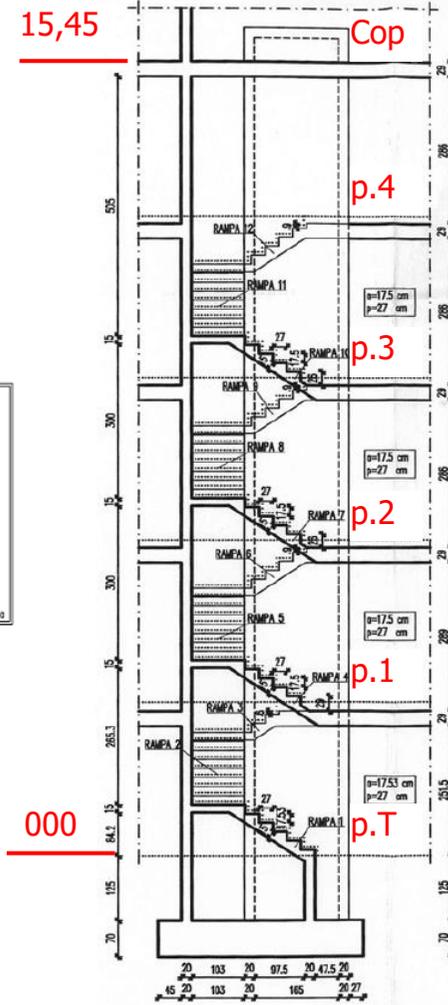
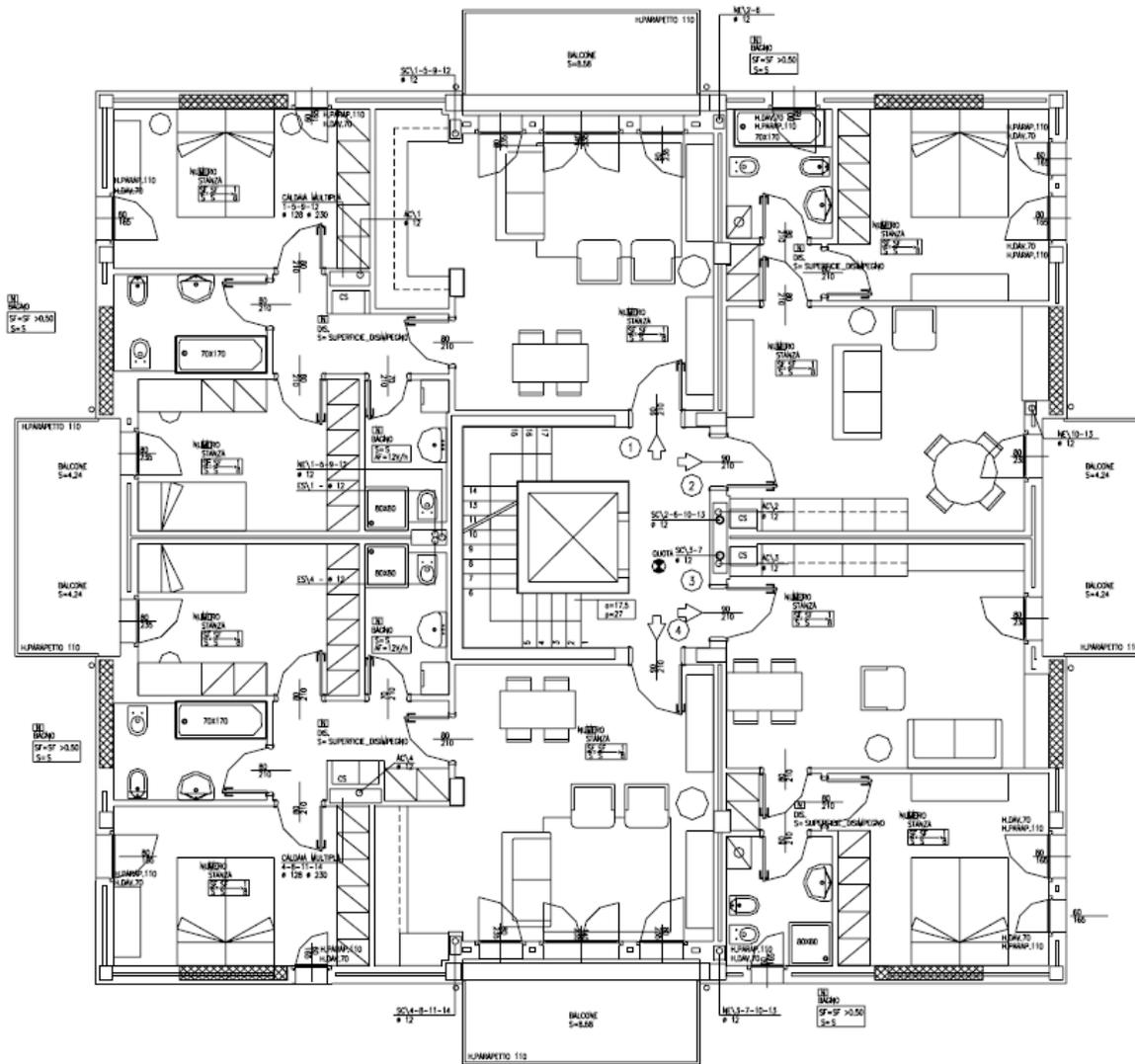
$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot q_{CD''B''} \leq 1,50$$



Costruzioni di CALCESTRUZZO

Nel caso di comportamento strutturale **non dissipativo**, la **capacità** delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, **senza nessun requisito aggiuntivo**, a condizione che in nessuna sezione si superi il **momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico**, come definito al § 4.1.2.3.4.2.

Esempio



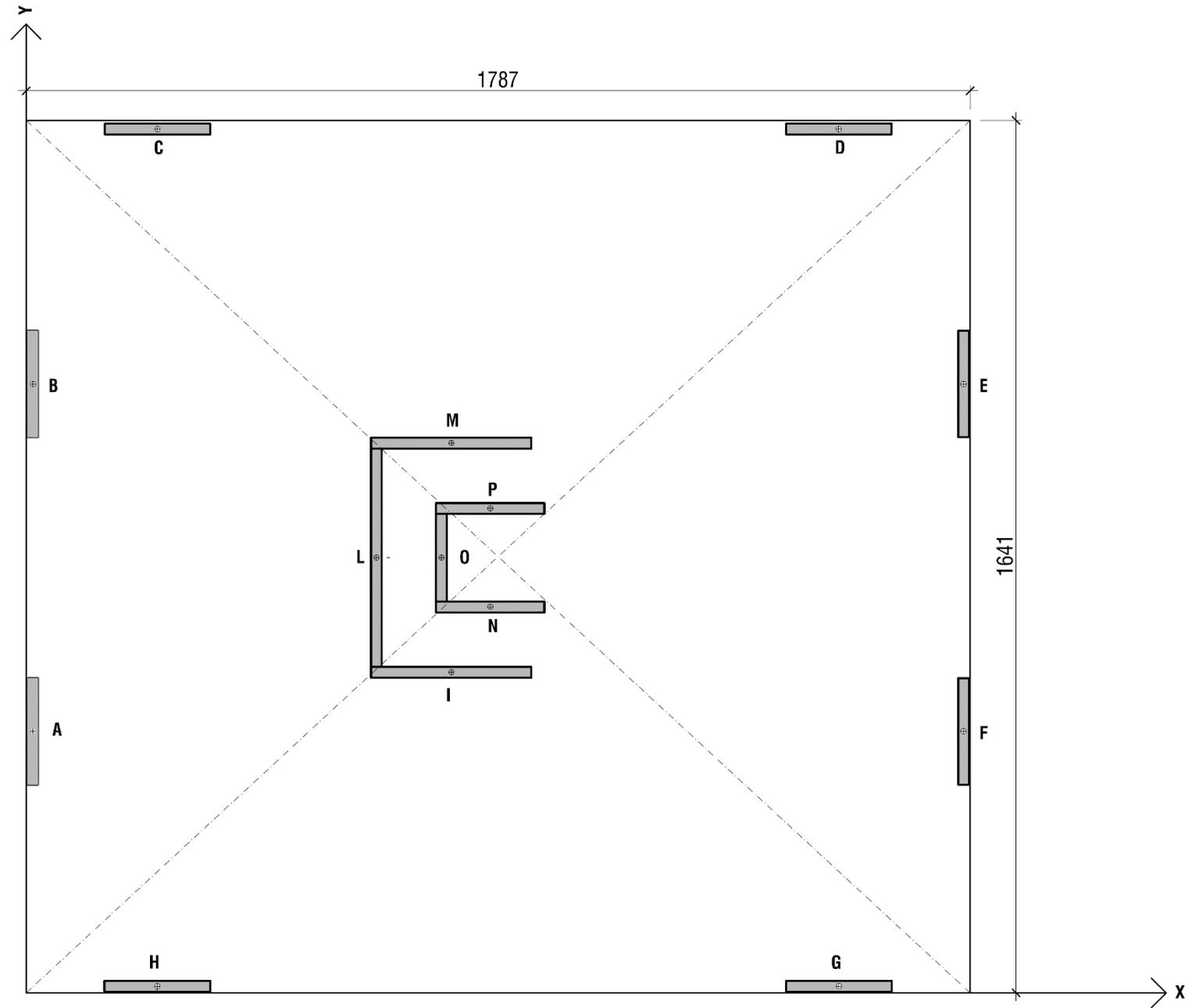
Caratteristiche della costruzione

Tipo	2 (ordinario)	→ $V_N \geq 50$ anni
Classe	II (normale affollamento)	→ $C_U = 1$
Periodo riferimento a. sismica	$V_R = V_N \cdot C_U$	→ $V_R \geq 50$ anni
Periodo 1° modo	$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} = 0,05 \cdot 15,45^{3/4} = 0,39$ s	
Peso a copertura p. terra	$W_{q.p.} = 12635$ kN	

Materiali

Calcestruzzo	C25/30 →	$f_{ck} = 25$ MPa
		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 16,67$ MPa
		$E_c = 30$ GPa
Acciaio	B450C →	$f_{yk} = 450$ MPa
		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391$ MPa

Pianta pareti



n° impalcati	ns (-)	5															
resistenza cubica cls	Rck (MPa)	30	E (MPa)	26205,97													
altezza interpiano	l (mm)	3150	fcd (MPa)	14,1													
Coefficiente Poisson	v	0,2															

riferimento		Dimensioni sezione		Area sezione	Inerzie		raggi inerzia		fattori taglio		β inerzia	αx	αy	modulo elastico	altezza	kx,i	ky,i
		bx	by	A	Ix	Iy	ρx	ρy	tx	ty				E	l		
		(mm)	(mm)	(mm ²)·10 ³	(mm ⁴)·10 ⁶	(mm ⁴)·10 ⁶	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)				(N/mm ²)	(mm)		
S	A	200	2000	400	133333	1333	58	577	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	0,3	32,6
S	B	200	2000	400	133333	1333	58	577	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	0,3	32,6
S	C	2000	200	400	1333	133333	577	58	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	32,6	0,3
S	D	2000	200	400	1333	133333	577	58	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	32,6	0,3
S	E	200	2000	400	133333	1333	58	577	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	0,3	32,6
S	F	200	2000	400	133333	1333	58	577	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	0,3	32,6
S	G	2000	200	400	1333	133333	577	58	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	32,6	0,3
S	H	2000	200	400	1333	133333	577	58	1,2	1,2	0,50	1,667	1,667	26206	3150	32,6	0,3
EL_C	v_scala			2036	6799001	1919433	971	1827	2,0	1,6	0,50	1,667	1,667	26206	3150	424,2	1243,2
EL_C	v_ascens			1150	779214	489603	652	823	1,2	1,6	0,50	1,667	1,667	26206	3150	118,8	182,1
Totale				6386	8116882	2947703										674,7	1557,0

riferimento		Coordinate					
		Kx,i	Ky,i	xi	yi	Kx,i·yi	Ky,i·xi
		(kN/m)·10 ⁻³	(kN/m)·10 ⁻³	(m)	(m)	(kN)·10 ⁻³	(kN)·10 ⁻³
S	A	0,3	32,6	0,13	4,92	1,6	4,1
S	B	0,3	32,6	0,13	11,45	3,8	4,1
S	C	32,6	0,3	2,49	16,25	529,4	0,8
S	D	32,6	0,3	15,39	16,25	529,4	5,2
S	E	0,3	32,6	17,75	11,45	3,8	578,3
S	F	0,3	32,6	17,75	4,92	1,6	578,3
S	G	32,6	0,3	15,39	0,13	4,1	5,2
S	H	32,6	0,3	2,49	0,13	4,1	0,8
EL_C	v_scala	424,2	1243,2	5,41	8,19	3471,9	6729,5
EL_C	v_ascens	118,8	182,1	6,89	8,19	972,5	1253,9
Totali		674,7	1557,0			5522	9160

C.T.

Centro delle Rigidezze
 $X_{CR} = 5,88 \text{ m}$
 $Y_{CR} = 8,19 \text{ m}$

Coordinate Centro Rigidezze	
X _{CR} =	5,88 m
Y _{CR} =	8,19 m

riferimento		bx	by	Kx,i	Ky,i	xi	yi	E	v	ai	bi	li	G	βi	Jt,i	Kt,i	KT,i
		(mm)	(mm)	(kN/m)*10 ⁻³		(m)	(m)	(KN/mm ²)	(-)	(mm)	(mm)	(mm)	(KN/mm ²)	(-)	(mm ⁴)	(kNm/rad)	(kNm/rad) *10 ⁻⁶
S	A	200	2000	0,3	32,6	-5,76	-3,27	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	1,10
S	B	200	2000	0,3	32,6	-5,76	3,27	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	1,10
S	C	2000	200	32,6	0,3	-3,40	8,06	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	2,14
S	D	2000	200	32,6	0,3	9,50	8,06	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	2,16
S	E	200	2000	0,3	32,6	11,86	3,27	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	4,61
S	F	200	2000	0,3	32,6	11,86	-3,27	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	4,61
S	G	2000	200	32,6	0,3	9,50	-8,06	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	2,16
S	H	2000	200	32,6	0,3	-3,40	-8,06	26,21	0,2	2000	200	3150	10,919	3,201707577	5,00E+09	17323	2,14
EL_C	v_scala	0	0	424,2	1243,2	-0,47	0,00	26,21	0,2	0	0	3150	10,919	-2,33885E-06	2,61E+10	90473	0,37
EL_C	v_ascens	0	0	118,8	182,1	1,00	0,00	26,21	0,2	0	0	3150	10,919	-4,14079E-06	1,43E+10	49673	0,23
Totale				674,71	1557,04												20,62

Coordinate Centro Rigidezze			Raggi ellisse di rigidezza			rx/ry = 0,66	$r_x = \sqrt{K_T/k_y}; \quad r_y = \sqrt{K_T/k_x}$
X _{CR} =	5,88	m	rx =	3,64	m		
Y _{CR} =	8,19	m	ry =	5,53	m		

$$l_s = \sqrt{\frac{\sum N_{q.p.} \cdot d_{i,CM}^2}{\sum N_{q.p.}}} \quad l_s \cong \sqrt{\frac{1}{12} \cdot (L^2 + B^2)} = \sqrt{\frac{1}{12} \cdot (17,87^2 + 16,41^2)} = 7,00 \text{ m} \quad \leftarrow \text{Raggio inerzia polare}$$

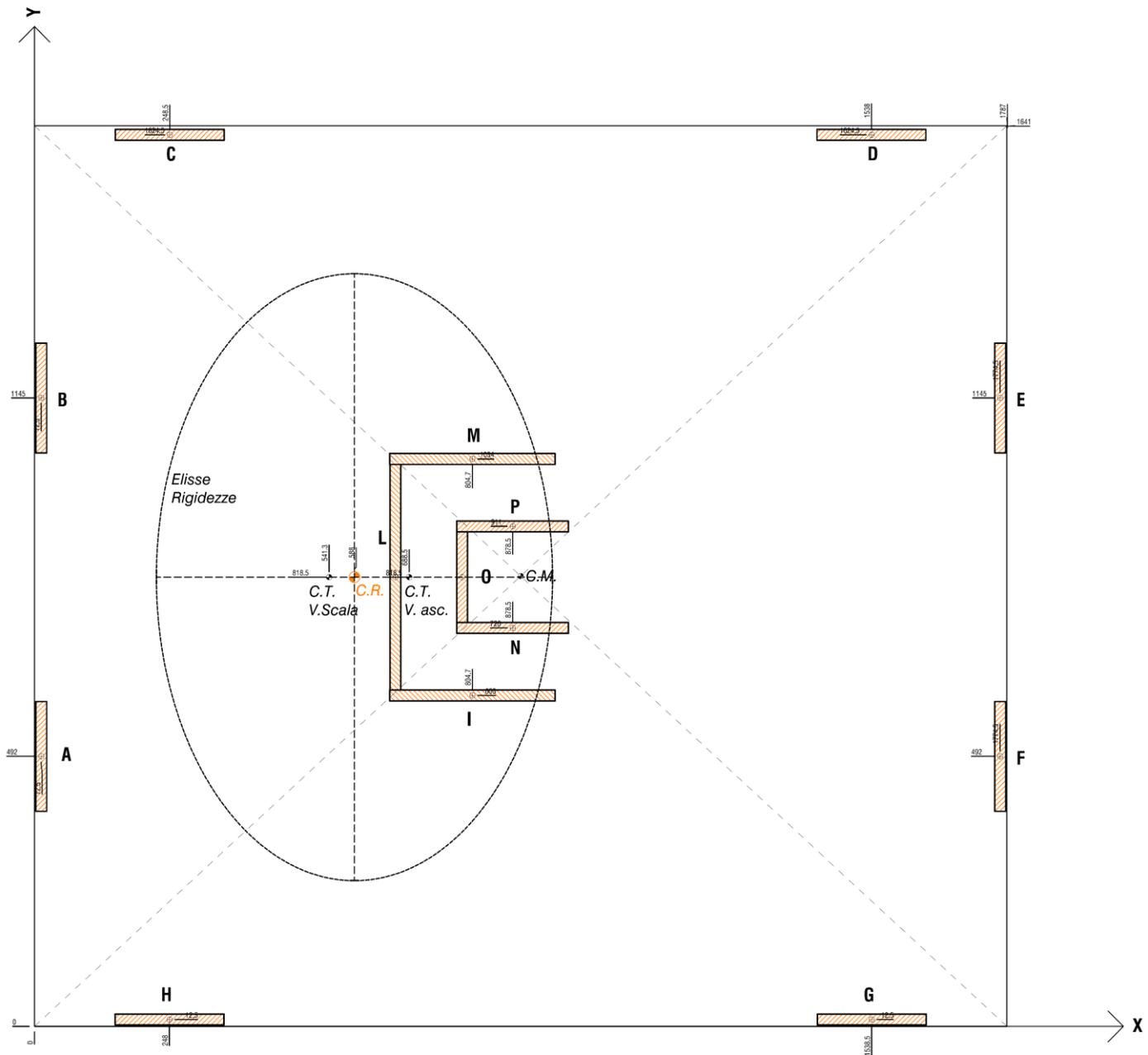
$$\frac{r_x}{l_s} = \frac{3,64}{7,00} = 0,507 \quad \frac{r_y}{l_s} = \frac{5,53}{7,00} = 0,770 \rightarrow \min\{r_x, r_y\} < 1 \Rightarrow \text{TORSIONALMENTE DEFORMABILE}$$

Centro di massa: $x_{CM} = \frac{L}{2} = \frac{17,87}{2} = 8,94 \text{ m}; \quad y_{CM} = \frac{B}{2} = \frac{16,41}{2} = 8,21 \text{ m}$

Eccentricità: $e_x = x_{CM} - x_{CR} + 0,05 \cdot L = 3,945 \text{ m}; \quad e_y = y_{CM} - y_{CR} + 0,05 \cdot B = 0,841 \text{ m}$

Regolarità planimetrica: $e_x/r_x = 1,08 > 0,3$ **NON regolare** $e_y/r_y = 0,15 < 0,3$ **regolare**

Con vani scala e ascensore a pareti singole → torsionalmente rigida !!! ←



Luogo di costruzione: **Lecco** → $a_g=0,054 \cdot g$

Suolo / Orografia C / pianeggiante → $S=S_S \cdot S_T = 1,50 \cdot 1,00=1,50$

$\frac{a_g}{g} \cdot S = 0,054 \cdot 1,50 = 0,081 > 0,075 \Rightarrow$ **NO Aprocchio semplificato**

Struttura **DISSIPATIVA** c. duttilità "B"

f. comportamento $q_{lim} = q_0 \cdot K_R$

str. deformabile a torsione $q_0 = 2$ (max)

str. regolare in elevazione $K_R=1$

$q_{lim} = 2,00$

→ ordinata spettrale $\frac{S_d}{g} = \frac{a_g}{g} \cdot \frac{S \cdot \eta \cdot F_0}{q} = 0,107$

taglio alla base: $V_b = W_{q.p.} \cdot \frac{S_d}{g} = 1352 \text{ kN}$

Struttura **NON DISSIPATIVA**

f. comportamento:

$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot q_{cd"B"} \leq 1,50$

$q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 2,00 = 1,33$

ordinata spettrale $\frac{S_d}{g} = 0,161 = 0,107 \cdot \mathbf{1,50}$

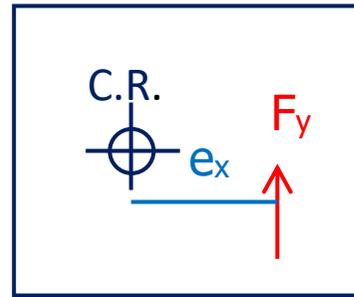
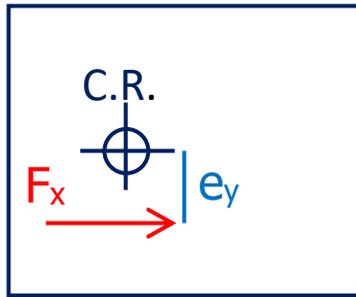
taglio alla base: $V_b = W_{q.p.} \cdot \frac{S_d}{g} = 2034 \text{ kN}$

Luogo di costruzione: **Erba** → $a_g=0,046 \cdot g$

Suolo / Orografia C / pianeggiante → $S=S_S \cdot S_T = 1,50 \cdot 1,00=1,50$

$\frac{a_g}{g} \cdot S = 0,046 \cdot 1,50 = 0,069 < 0,075 \Rightarrow$ **Aprocchio semplificato** → $\frac{S_d}{g} = 0,10$

Struttura **DISSIPATIVA** c. duttilità "B"



$$F_x = F_y = 1352 \text{ kN} = F$$

$$e_x = 3,945 \text{ m}$$

$$e_y = 0,841 \text{ m}$$

Sisma X:

$$F_x = F = 1352 \text{ kN}$$

$$F_y = 0,3 \cdot F = 406 \text{ kN}$$

$$M = F_x \cdot e_y + 0,3 \cdot F_y \cdot e_x = F \cdot (e_y + 0,3 \cdot e_x) = 2737 \text{ kNm}$$

Sisma Y:

$$F_x = 0,3 \cdot F = 406 \text{ kN}$$

$$F_y = F = 1352 \text{ kN}$$

$$M = F_y \cdot e_x + 0,3 \cdot F_x \cdot e_y = F \cdot (e_x + 0,3 \cdot e_y) = 5675 \text{ kNm}$$

SISMA		X													
eccent.		$(e_x)+0,3 (e_x+)$													
Fx (kN)	1352	→		uo	2,004	mm									
Fy (kN)	406			vo	0,261	mm									
Mz (kNm)	2737			θ	1,327E-04	rad									
riferimento		Rigidezze		Coordinate		Rigidezze torsionali		Spostam. rispetto a CR							
		Kx,i	Ky,i	xi	yi	Kt,i	KT,i	u	v	Fx,i	Fy,i	mz,i	Fxi•yi	Fyi•xi	Mz,i
		(kN/m)*10 ⁻³		(m)		(m)		(kNm/rad) *10 ⁻⁶	(kNm/rad) *10 ⁻⁶	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
S	A	0,3	32,6	-5,76	-3,27	17323	1,10	2,44	-0,50	0,82	-16,41	2,30	-2,67	94,49	99,46
S	B	0,3	32,6	-5,76	3,27	17323	1,10	1,57	-0,50	0,53	-16,41	2,30	1,72	94,49	95,07
S	C	32,6	0,3	-3,40	8,06	17323	2,14	0,93	-0,19	30,44	-0,06	2,30	245,35	0,22	-242,84
S	D	32,6	0,3	9,50	8,06	17323	2,16	0,93	1,52	30,44	0,51	2,30	245,35	4,85	-238,21
S	E	0,3	32,6	11,86	3,27	17323	4,61	1,57	1,84	0,53	59,81	2,30	1,72	709,48	710,06
S	F	0,3	32,6	11,86	-3,27	17323	4,61	2,44	1,84	0,82	59,81	2,30	-2,67	709,48	714,45
S	G	32,6	0,3	9,50	-8,06	17323	2,16	3,07	1,52	100,17	0,51	2,30	-807,41	4,85	814,56
S	H	32,6	0,3	-3,40	-8,06	17323	2,14	3,07	-0,19	100,17	-0,06	2,30	-807,41	0,22	809,92
EL_C	v_scala	424,2	1243,2	-0,47	0,00	90473	0,37	2,00	0,20	849,99	246,60	12,01	0,00	-115,92	-103,91
EL_C	v_ascens	118,8	182,1	1,00	0,00	49673	0,23	2,00	0,39	238,09	71,71	6,59	0,00	71,84	78,44
Totale		674,71	1557,04				20,62			1352,00	406,00				2737,00

SISMA		Y													
eccent.		$(e_x)+0,3 (e_y+)$													
Fx (kN)	406	→		uo	0,602	mm									
Fy (kN)	1352			vo	0,868	mm									
Mz (kNm)	5675			θ	2,752E-04	rad									
riferimento		Rigidezze		Coordinate		Rigidezze torsionali		Spostam. rispetto a CR							
		Kx,i	Ky,i	xi	yi	Kt,i	KT,i	u	v	Fx,i	Fy,i	mz,i	Fxi•yi	Fyi•xi	Mz,i
		(kN/m)*10 ⁻³		(m)		(m)		(kNm/rad) *10 ⁻⁶	(kNm/rad) *10 ⁻⁶	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
S	A	0,3	32,6	-5,76	-3,27	17323	1,10	1,50	-0,72	0,50	-23,35	4,77	-1,64	134,44	140,85
S	B	0,3	32,6	-5,76	3,27	17323	1,10	-0,30	-0,72	-0,10	-23,35	4,77	-0,32	134,44	139,53
S	C	32,6	0,3	-3,40	8,06	17323	2,14	-1,62	-0,07	-52,68	-0,02	4,77	-424,62	0,08	429,46
S	D	32,6	0,3	9,50	8,06	17323	2,16	-1,62	3,48	-52,68	1,17	4,77	-424,62	11,10	440,48
S	E	0,3	32,6	11,86	3,27	17323	4,61	-0,30	4,13	-0,10	134,69	4,77	-0,32	1597,74	1602,83
S	F	0,3	32,6	11,86	-3,27	17323	4,61	1,50	4,13	0,50	134,69	4,77	-1,64	1597,74	1604,15
S	G	32,6	0,3	9,50	-8,06	17323	2,16	2,82	3,48	91,91	1,17	4,77	-740,76	11,10	756,63
S	H	32,6	0,3	-3,40	-8,06	17323	2,14	2,82	-0,07	91,91	-0,02	4,77	-740,76	0,08	745,60
EL_C	v_scala	424,2	1243,2	-0,47	0,00	90473	0,37	0,60	0,74	255,25	918,66	24,90	0,00	-431,85	-406,95
EL_C	v_ascens	118,8	182,1	1,00	0,00	49673	0,23	0,60	1,14	71,50	208,35	13,67	0,00	208,75	222,42
Totale		674,71	1557,04				20,62			406,00	1352,00				5675,00

Azioni di progetto nella parete E = F

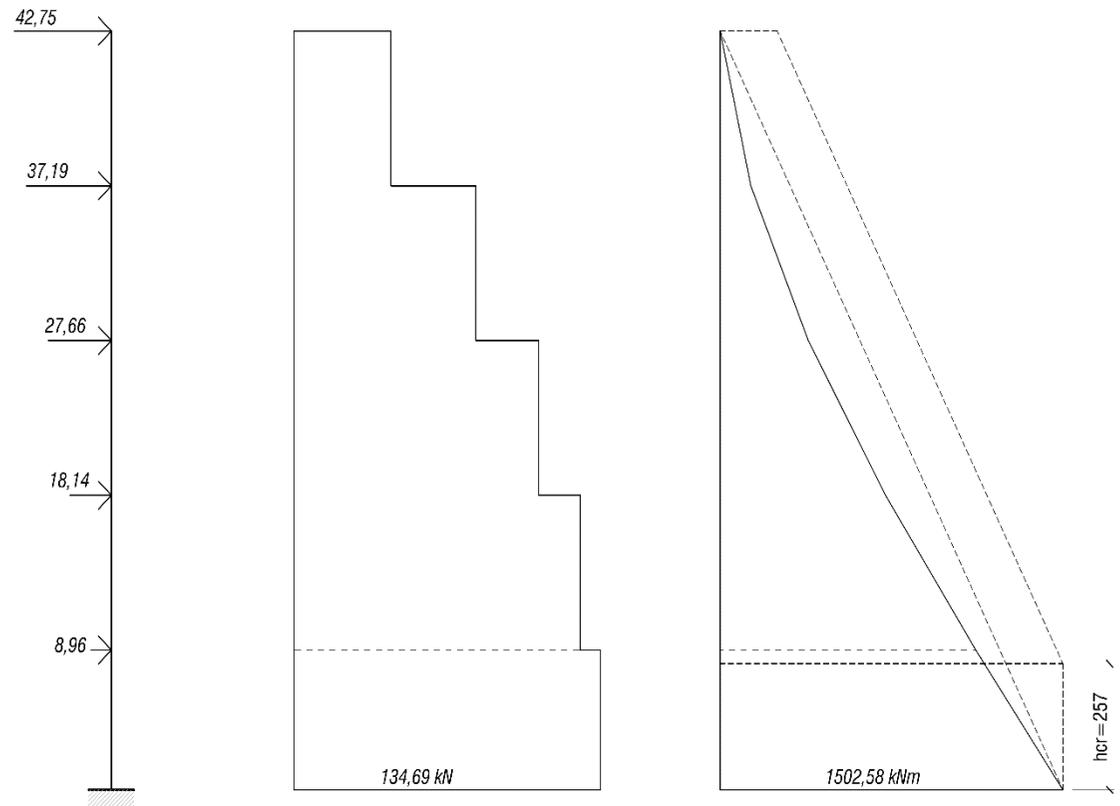
SETTO	E + F	Lecco DISSIPATIVA cd B			
Taglio alla base setto	(kN)	134,69			
carico vert.	quota	car. quota	forza orizz	taglio	momento
W _i	z _i	W _i ·z _i	F _{hi}	V _i	M _i
(kN)	(m)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)
2333,59	15,45	36053,97	42,75	42,75	134,65
2549,87	12,30	31363,4	37,19	79,93	386,43
2549,87	9,15	23331,31	27,66	107,59	725,35
2549,87	6,00	15299,22	18,14	125,73	1121,41
2650,98	2,85	7555,293	8,96	134,69	1502,58
		113603,2			

Costruzione regolare in elevazione

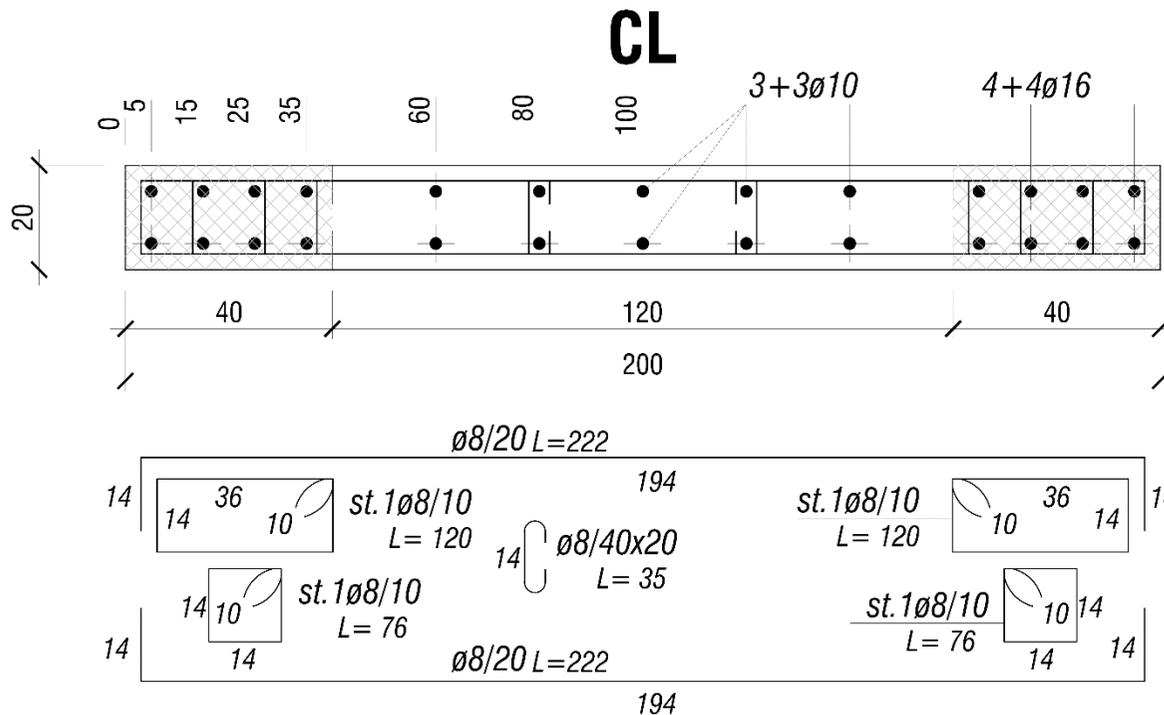
$$T_1 = 0,39 \text{ s} < 2,5 \cdot T_c = 2,5 \cdot 0,446 = 1,11 \text{ s}$$

OK Forze laterali $\rightarrow F_{hi} = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum W_i \cdot z_i} \cdot V_b$

$$N_{q.p.} = 709 \text{ kN (+2.85)}$$



Armature piano terra parete E = F



Disposizioni costruttive:

$$\phi_{max} = \frac{b}{10} = 20 \text{ mm} \rightarrow 16 < 20 \text{ ok}$$

$$i_{max,barre} = 30 \text{ cm} \rightarrow 20 < 30 \text{ ok}$$

$$\rho_{legat} = \frac{1}{0,4 \cdot 0,2} = 12,5 > 9/m^2$$

$$\rho_{non\ conf} = 0,2/100 \rightarrow$$

$$a_s \geq \frac{b}{2} \cdot i \cdot \rho_{non\ conf} = 100 \cdot 200 \cdot \frac{0,2}{100}$$

$$a_s \geq 40 \text{ mm}^2 \rightarrow \phi 8/20 \text{ ok}$$

$$l_{conf} \geq 0,2 \cdot l = 0,2 \cdot 200 = 40 \text{ cm}$$

$$A_{s,conf} = \frac{1 \div 4}{100} \cdot A_{c,conf} = \frac{1 \div 4}{100} \cdot (40 \cdot 20) = 8 \div 32 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,conf} = 8\phi 16 = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ ok}$$

$$\phi_{st,conf} \geq 6 \text{ mm} \rightarrow 8 > 6 \text{ ok} \quad i_{st,conf} \leq \min \left\{ \frac{b}{2}, 175 \text{ mm}, 8 \cdot \phi_l \right\} = \min \{ 100, 175, 128 \} = 100 \rightarrow \text{ok}$$

distanza barre vincolate in zone confinate $\leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ok}$

Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Setto E_dissip

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : Setto E=F Dissipativi cdB

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	20	200

N*	As [cm²]	d [cm]
1	4,02	5
2	4,02	15
3	4,02	25
4	4,02	35
5	1,57	60
6	1,57	80

Tipologia Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipologia flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Dominio M-N

File

Setto E=F Dissipativi cdB

M [KNm]

N [KN]

— M-NRd
 ● M-NEd

grado di utilizzo a pressoflessione $\psi_M = \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)_{N=N_{qp}} = \frac{1502,58}{1823} = 0,824 < 1,00 \quad ok$

Verifica a taglio

- **taglio compressione:** $z = 0,8 \cdot L = 0,8 \cdot 200 = 160 \text{ cm},$ $\vartheta = 45^\circ$ $\alpha = 90^\circ$

$$V_{Rd,C} = 0,40 \cdot \left[z \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0,5 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1 + \cot\alpha}{2} \right] \quad 0,40 \Rightarrow \text{riduzione in } h_{crit}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{qp}}{A_c} = \frac{709 \cdot 10^3}{2000 \cdot 200} = 1,77 \text{ MPa} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = \frac{1,77}{16,6} = 0,10 < 0,25 \rightarrow \alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1,10$$

$$V_{Rd,C} = 0,40 \cdot \left[1600 \cdot 200 \cdot 1,10 \cdot 0,5 \cdot 16,60 \cdot \frac{1 + 0}{2} \right] \cdot 10^{-3} = 531,20 \text{ kN}$$

- **taglio trazione:** $\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} \cdot L} = \frac{1502,58}{134,69 \cdot 2} = 5,58 > 2$

$$V_{Rd,s} = z \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\vartheta) \cdot \sin\alpha$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{2 \cdot 50}{200} = 0,50$$

$$V_{Rd,s} = 1600 \cdot 0,50 \cdot 391 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 10^{-3} = 312,80 \text{ kN} < V_{Rd,C} \rightarrow V_{Rd} = V_{Rd,s}$$

$$\text{grado di utilizzo a taglio } \psi_V = \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} \right) \cdot q \leq \frac{134,69}{312,80} \cdot 2 = 0,43 \cdot 2 = 0,86 < 1,00 \quad ok$$

$q = \text{max incremento } V_{Ed}$
per considerare formazione
cerniera plastica di base

Verifica a scorrimento

$$V_{Rd,scorr} = V_{dd} + V_{fd} \quad V_{dd} \rightarrow \text{effetto spinotto} \quad V_{fd} \rightarrow \text{effetto attrito}$$

$$V_{dd} = \min\{1,30 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}; 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj}\}$$

$$\sum A_{sj} = (8 + 8)\emptyset 16 + (5 + 5)\emptyset 10 = 4006 \text{ mm}^2$$

$$\psi_{Vdd} = \frac{1,30 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}}}{0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj}} = 5,20 \cdot \sqrt{\frac{f_{cd}}{f_{yd}}} = 5,20 \cdot \sqrt{\frac{16,66}{391}} = 1,07 > 1$$

$$\therefore V_{dd} = 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} = 0,25 \cdot 391 \cdot \frac{4006}{10^3} = 391 \text{ kN}$$

$$V_{dd} = 391 \text{ kN} > V_{Ed} = 134,69 \text{ kN} \quad \text{verifica ok}$$

Spostamenti interpiano parete E = F

Rigidezza flessionale sez. fessurata $E \cdot J = \frac{1}{2} \cdot (30 \cdot 10^3) \cdot \frac{200 \cdot 2000^3}{12} = 2,00 \cdot 10^{15} \text{ N} \cdot \text{mm}^2$

S.L.V.	quota z	spostam. f	spost. rel. dr	interpiano H	dr/H
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(‰)
	15,45	77,00	21,30	3150	6,76
	12,30	55,70	20,99	3150	6,66
	9,15	34,71	17,99	3150	5,71
	6,00	16,72	12,53	3150	3,97
	2,85	4,19	4,19	2850	1,47

S.L.D. $q=1$; $T_1=0,39 \text{ s}$ $\Rightarrow S_{d,D}=0,085$

$$\frac{S_{d,SLD}}{S_{d,SLV}} = \frac{0,085}{0,107} = 0,794$$

S.L.V.	quota z	$(dr/H)_{SLD}$
	(m)	(‰)
	15,45	$6,76 \cdot 0,794 = 5,37$
	12,30	$6,66 \cdot 0,794 = 5,29$
	9,15	$5,71 \cdot 0,794 = 4,53$
	6,00	$3,97 \cdot 0,794 = 3,15$
	2,85	$1,47 \cdot 0,794 = 1,17$

$qd_r \leq 0,0050 \cdot h$ per tamponature fragili

$qd_r \leq 0,0075 \cdot h$ per tamponature duttili

Setti a larghezza maggiorata $b=25 \text{ cm} \rightarrow$

$$\frac{d_r}{H} = \frac{20}{25} \cdot 5,37 = 4,29 < 5,00$$

ok tamponamenti fragili

Verifica a pressoflessione

Verifica C.A. S.L.U. - File: Setto E_NON dissip

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: **Setto E=F Non dissipativo**

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 13 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	200

N°	As [cm²]	d [cm]
8	6,28	165
9	6,28	175
10	6,28	185
11	6,28	195
12	1,57	120
13	1,57	140

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 709 0 kN
M_{xEd} 2253,87 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baicentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

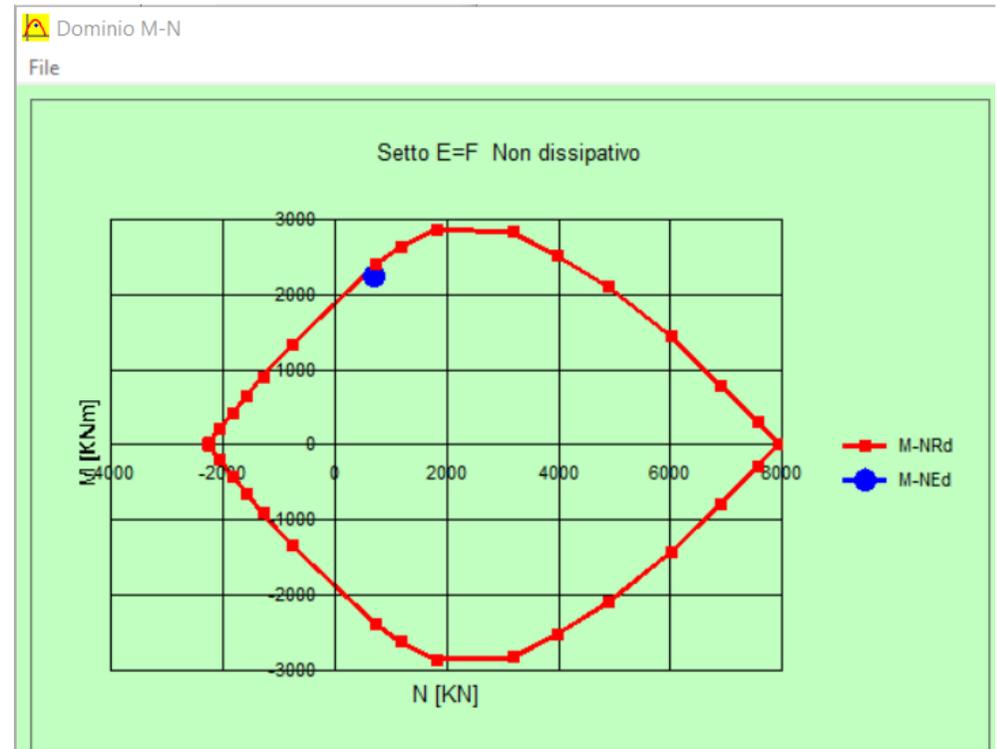
Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 2.385 kN m
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 10,39 ‰
d 195 cm
x 49,15 x/d 0,252
δ 0,7551



grado di utilizzo a pressoflessione $\psi_M = \left(\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right)_{N=N_{qp}} = \frac{2253,87}{2385} = 0,944 < 1,00 \quad ok$

Verifica a taglio

taglio trazione: $V_{RdS,ND} = V_{Rd,S} \cdot \frac{s}{s_{ND}} = 312,80 \cdot \frac{200}{240} = 260,66 \text{ kN}$

$$V_{Ed,ND} = 1,50 \cdot V_{Ed} = 1,50 \cdot 134,69 = 202 \text{ kN}$$

grado di utilizzo a taglio $\psi_V = \frac{V_{Ed,ND}}{V_{Rd,ND}} = \frac{202}{260,66} = 0,77 < 1,00 \quad ok$

Verifica a scorrimento

$$V_{dd,ND} > V_{dd} = 391 \text{ kN} > V_{Ed,ND} = 202 \text{ kN} \quad \text{verifica ok}$$

Incidenza armature /m

Struttura DISSIPATIVA cdB

A. tipo	Φ (mm)	ρ (kg/m)	n° (-)	L (m)	W (kg)	w (kg/m ³)
longitud. esterna	16	1,578	16	1	25,25	
longitud. interna	10	0,617	10	1	6,17	
trasv. totale	8	0,395	10	2,22	8,77	
staffe confinam. esterne	8	0,395	20	1,2	9,48	
staffe confinam. Interne	8	0,395	20	0,76	6,00	
spilli	8	0,395	15	0,35	2,07	
					57,74	144

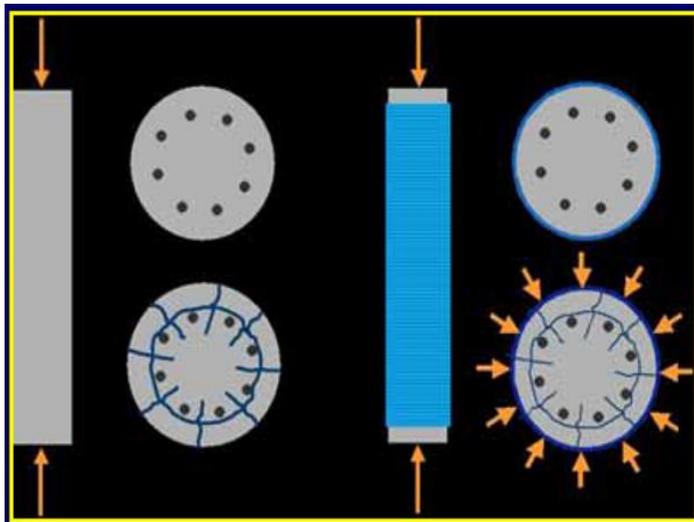
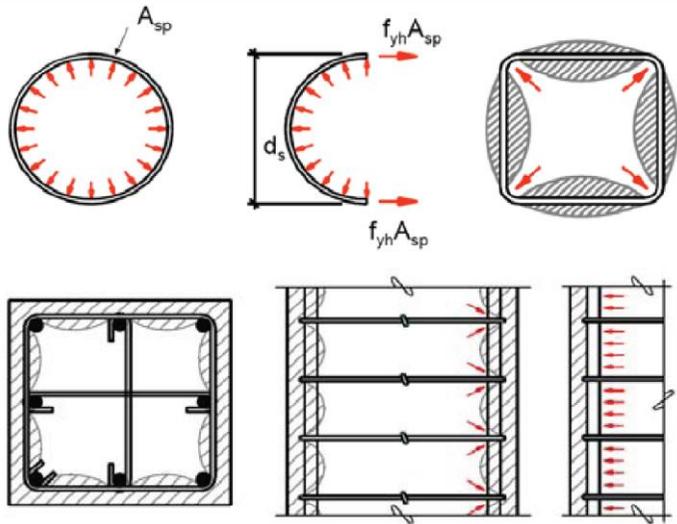
Struttura NON DISSIPATIVA

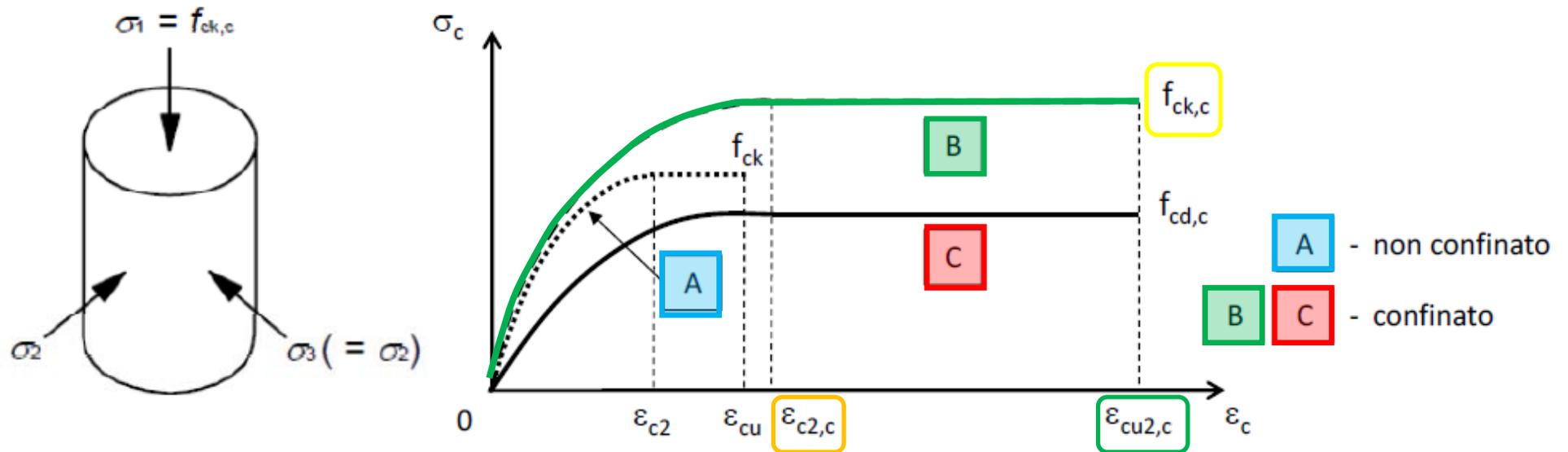
A. tipo	Φ (mm)	ρ (kg/m)	n° (-)	L (m)	W (kg)	w (kg/m ³)
longitud. esterna	20	2,466	16	1	39,46	
longitud. interna	10	0,617	10	1	6,17	
trasv. totale	8	0,395	8,33333	2,22	7,31	
spilli	8	0,395	12,5	0,35	1,73	
					54,66	137

$$\Delta W = \frac{W_{ND}}{W_{cdB}} = \frac{54,66}{57,74} = 0,95$$

Paragrafo 4.1: COSTRUZIONI DI CALCESTRUZZO

LEGGE COSTITUTIVA CALCESTRUZZO CONFINATO





$$f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right)$$

se $\frac{\sigma_2}{f_{ck}} \leq 0,05$

altrimenti $f_{ck,c} = f_{ck} \cdot \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}}\right)$

$$\epsilon_{c2,c} = \epsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}}\right)^2$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} = \epsilon_{cu} + 0,2 \cdot \frac{\alpha \cdot \sigma_l}{f_{ck}}$$

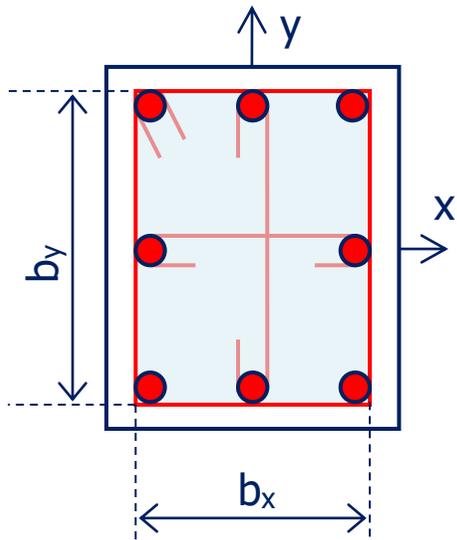
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

α = coeff. efficienza = $\frac{\text{volume cls efficacemente confinato}}{\text{volume cls}}$

σ_l = pressione confinamento indotta dalle armature trasversali

Pressione confinamento

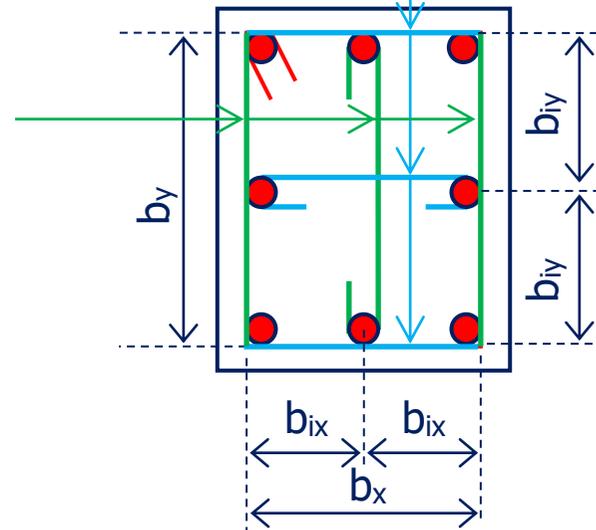
Sezione rettangolare



$$\sigma_{lx} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{s \cdot b_y}$$

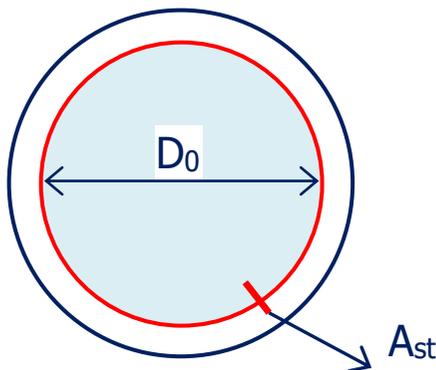
$$\sigma_{ly} = \frac{A_{st,y} \cdot f_{yk,st}}{s \cdot b_x}$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{lx} \cdot \sigma_{ly}}$$

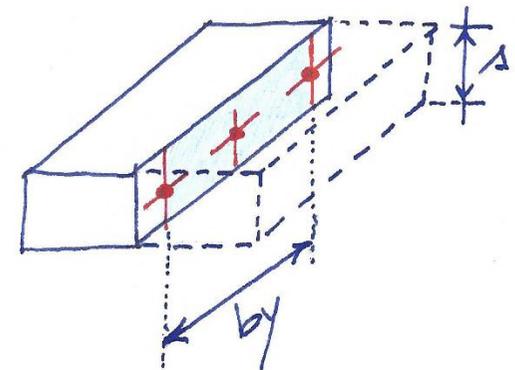
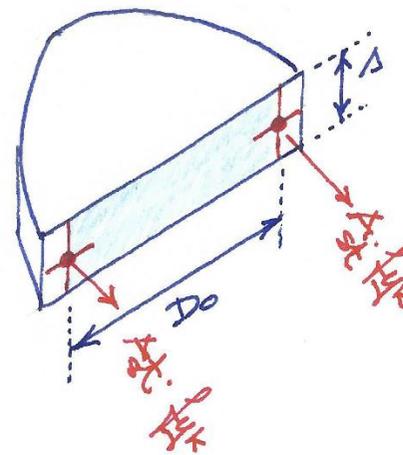


s= interasse verticale staffe

Sezione circolare



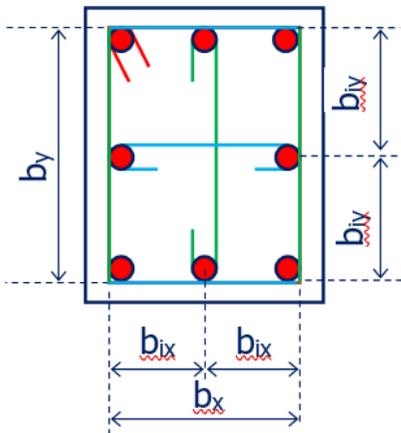
$$\sigma_{lx} = \frac{2 \cdot A_{st} \cdot f_{yk,st}}{s \cdot D_0}$$



Coefficiente efficienza

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ $\alpha_n \rightarrow$ efficienza del confinamento nel piano della sezione (trasversale)
 $\alpha_s \rightarrow$ efficienza del confinamento lungo asse elemento (longitudinale)

Sezione rettangolare

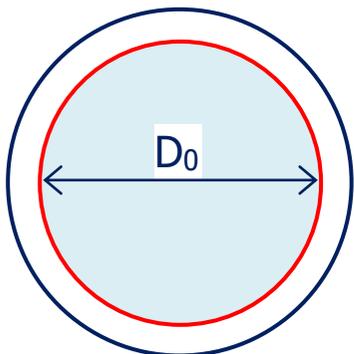


$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum n b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y}$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_y}\right)$$

n = numero barre longitudinali bloccate nella traslazione verso esterno da staffe o link

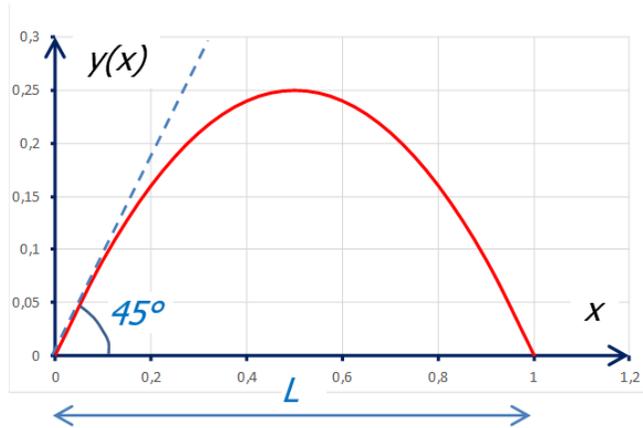
Sezione circolare



$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot D_0}\right)^\beta \quad \beta = 1 \quad \text{con spirale}$$

Parabola



$\beta = 2$ con staffe singole

$$y(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c$$

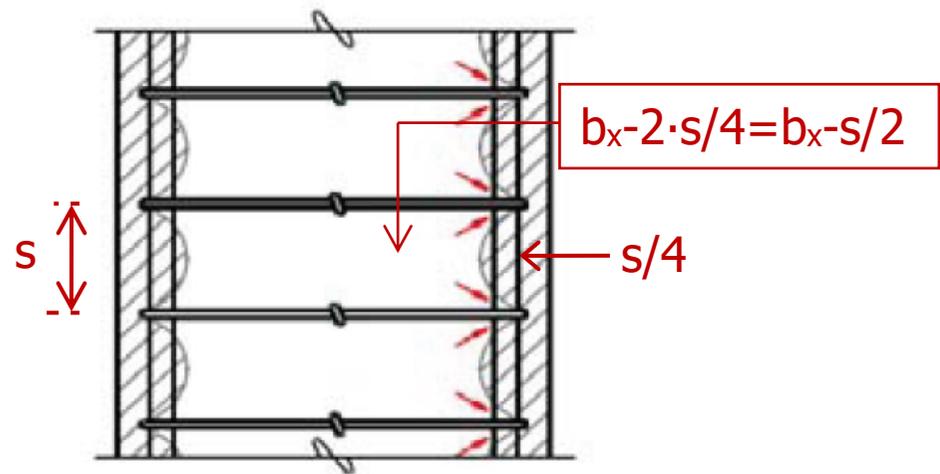
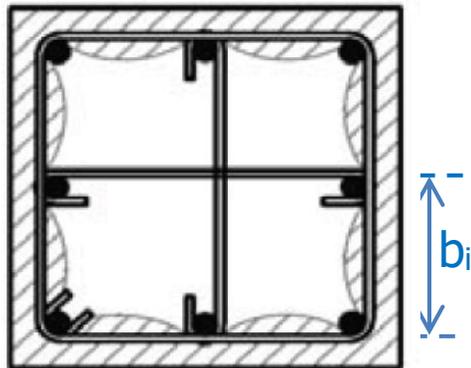
$$cc1) \Rightarrow y(0) = 0 \quad \therefore c = 0$$

$$cc2) \Rightarrow y(L) = 0 \quad \therefore a = -\frac{b}{L} \quad a = -\frac{1}{L}$$

$$cc3) \Rightarrow y'(0) = 1 \quad \therefore b = 1$$

$$y(x) = -\frac{1}{L} \cdot x^2 + x \quad y\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{L}{4}$$

$$A = \int_0^L y(x) = \int_0^L -\frac{1}{L} \cdot x^2 + x = -\frac{L^2}{3} + \frac{L^2}{2} = \frac{L^2}{6}$$



$$A \text{ (shaded area)} = \frac{b_i^2}{6}$$

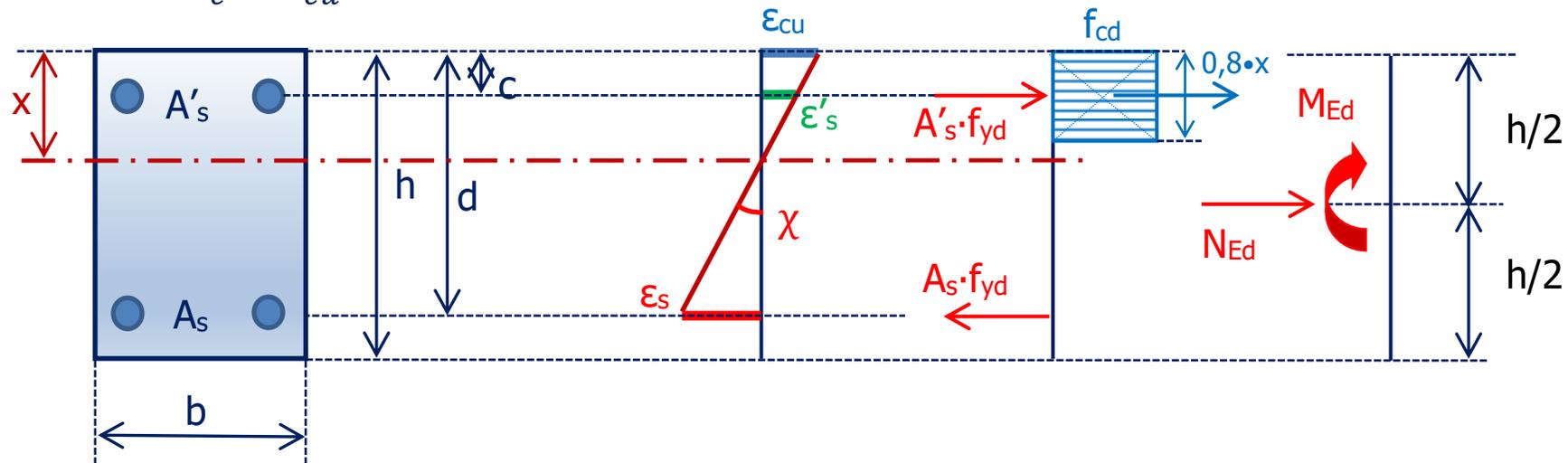
$$\alpha_n = \frac{A_{c,eff}}{A_c} = \frac{A_c - A_{c,ineff}}{A_c} = 1 - \frac{A_{c,ineff}}{A_c}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{\frac{b_i^2}{6}}{b_x \cdot b_y} = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y} \quad \text{q.e.d.}$$

$$\alpha_v = \frac{A_{c,eff}}{A_c} = \frac{(b_x - \frac{s}{2}) \cdot (b_y - \frac{s}{2})}{b_x \cdot b_y} = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_y}\right) \quad \text{q.e.d.}$$

Valutazione della duttilità dei pilastri (elementi pressoinflessi)

S.L.U. $\rightarrow \varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$



Equilibrio traslazione: $0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = N_{Ed} \quad \left(\frac{1}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \right)$

$0,8 \cdot \frac{x}{h} + \omega'_s - \omega_s = v_{Ed}$ avendo posto: $\omega_s = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$; $\omega'_s = \frac{A'_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$; $v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$

$\frac{x}{h} = 1,25 \cdot (v_{Ed} + \omega_s - \omega'_s)$

Curvatura: $\chi = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{h \cdot (v_{Ed} + \omega_s - \omega'_s)}$

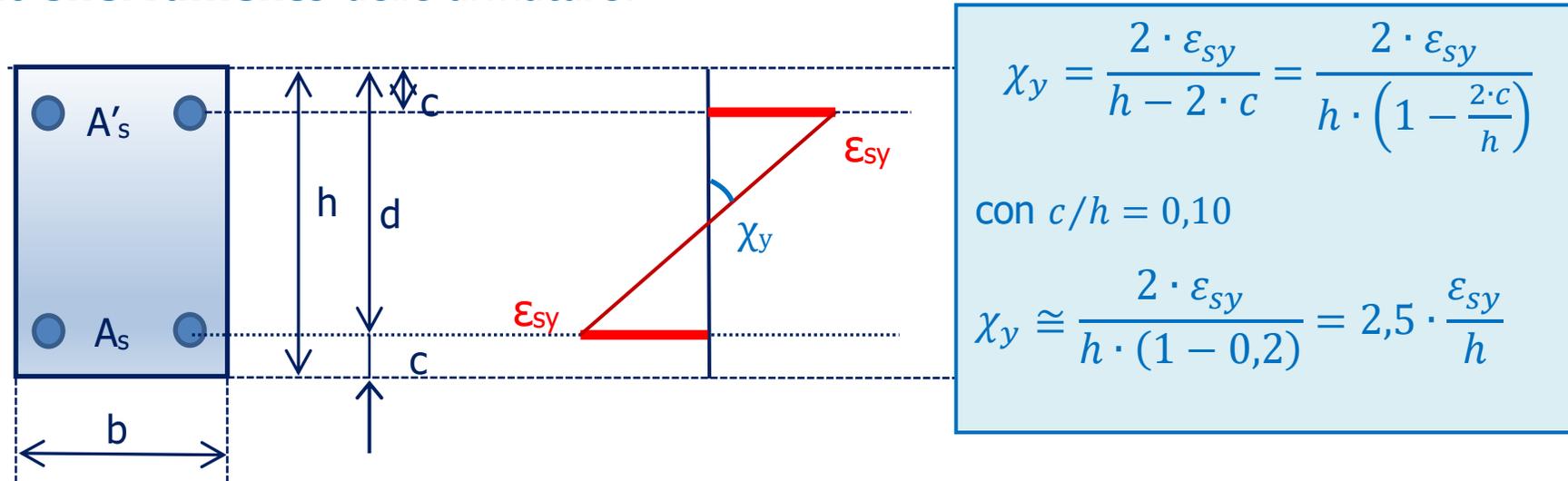
$v_{Ed} > 0$ a denominatore $\therefore \downarrow \chi$ rispetto a flessione.

La compressione infragilisce la colonna

Con armature simmetriche, ricorrenti nei pilastri: $A_s = A'_s \rightarrow \omega_s = \omega'_s$

$$\frac{x}{h} = 1,25 \cdot v_{Ed} \quad \chi = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{h \cdot v_{Ed}}$$

Allo **snervamento** delle armature:

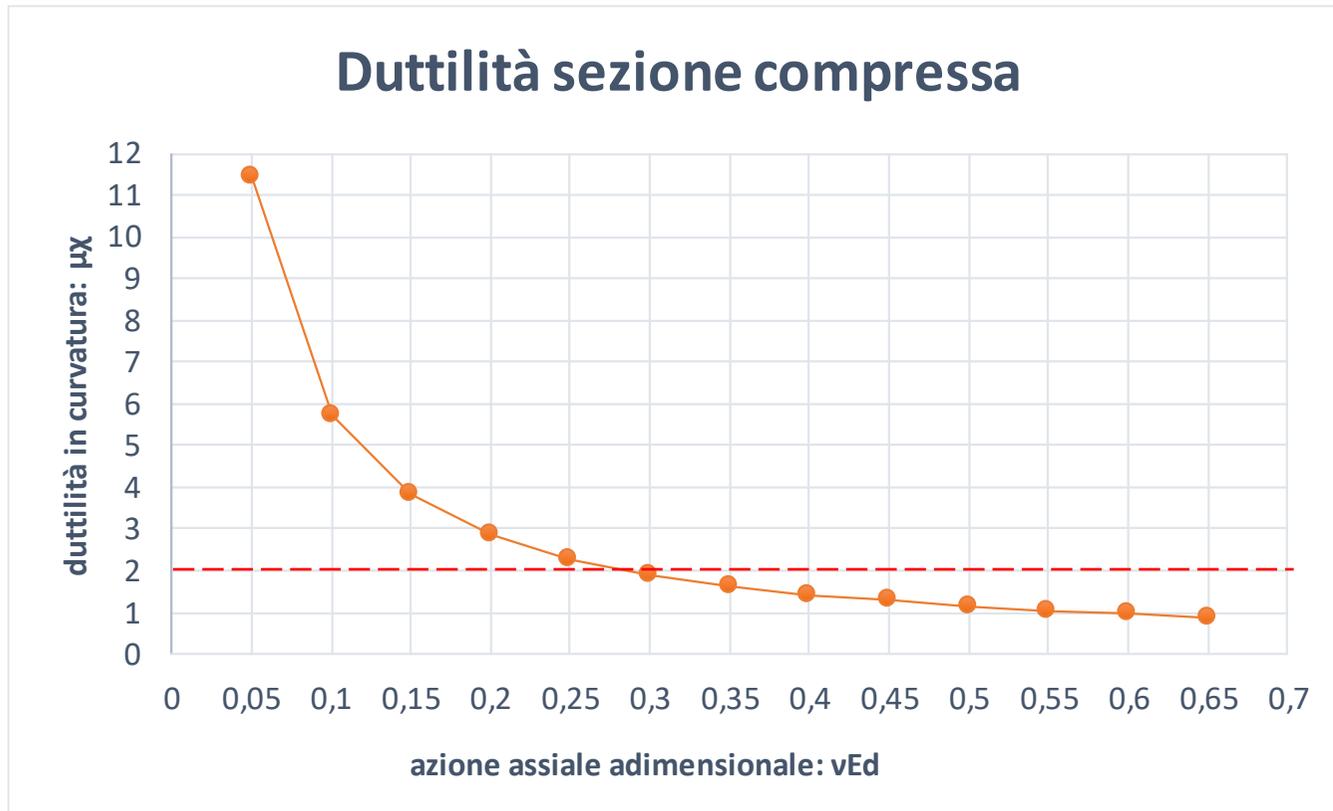


Duttilità in curvatura:
$$\mu_\chi = \frac{\text{curvatura ultima}}{\text{curvatura a snervamento}} = \frac{\chi}{\chi_y} = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{h \cdot v_{Ed}} \cdot \frac{h}{2,5 \cdot \varepsilon_{sy}} = 0,32 \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{v_{Ed} \cdot \varepsilon_{sy}}$$

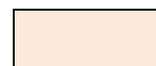
Per accrescere duttilità:

- a. $\downarrow v_{Ed} \therefore \uparrow A_{cls}$ [NTC 18: 7.4.4.2.1 \rightarrow in CD "A" $v_{Ed} \leq 0,55$; in CD "B" $v_{Ed} \leq 0,65$
- b. $\uparrow \varepsilon_{cu}$ apportando un adeguato **confinamento al calcestruzzo**

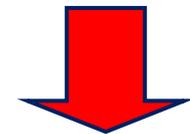
Senza confinamento ($\epsilon_{cu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$) con acciaio B450 ($\epsilon_{sy} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{450 \cdot 10^{-3}}{1,15 \cdot 200} = 1,96 \cdot 10^{-3}$)



ν_{Ed}	0,10	0,30	0,50
μ_χ	5,70	1,90	1,14

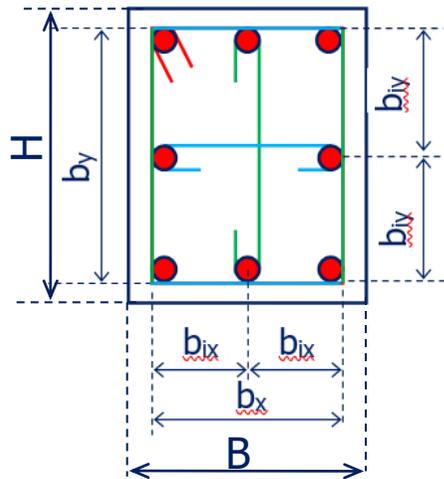


insufficiente capacità di deformazione plastica



indispensabilità del confinamento al fine di ottenere duttilità significative

Esempio



$$B=H=500 \text{ mm} \quad N_{Ed}= 1000 \text{ kN}$$

$$\text{Staffe } \Phi 8/100 \rightarrow a_{st}=50,2 \text{ mm}^2 \quad s=100 \text{ mm}$$

$$A_{sl} = 8\Phi 20 \quad \Phi_l=20 \text{ mm}$$

$$\text{Cls C25/30} \rightarrow f_{ck}=25 \text{ MPa}; f_{cd}=14,2 \text{ MPa}$$

$$\text{Acciaio B450C} \rightarrow f_{yk}=450 \text{ MPa}; f_{yd}=391 \text{ MPa} \quad \varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,95 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Copriferro} \quad c=20 \text{ mm}$$

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{B \cdot H \cdot f_{cd}} = \frac{1000 \cdot 10^3}{500 \cdot 500 \cdot 14,2} = 0,281$$

$$a_{st} = c + \frac{\Phi_{st}}{2} = 20 + \frac{8}{2} = 24 \text{ mm} \quad b_x = B - 2 \cdot a_{st} = 500 - 2 \cdot 24 = 452 \text{ mm} = b_y$$

$$a = a_{st} + \frac{1}{2} \cdot (\Phi_{st} + \Phi_l) = 24 + \frac{1}{2} \cdot (8 + 20) = 38 \text{ mm} \quad b_{ix} = \frac{1}{2} \cdot (B - 2 \cdot a) = 212 \text{ mm}$$

$$\sigma_{lx} = \frac{A_{st,x} \cdot f_{yk,st}}{s \cdot b_y} = \sigma_{ly} = \sigma_l = \frac{(3 \cdot 50,2) \cdot 450}{100 \cdot 452} = 1,50 \text{ MPa}$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_{i=1}^n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_x \cdot b_y} = 1 - 8 \cdot \frac{212^2}{6 \cdot 452 \cdot 452} = 0,707$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_x}\right) \cdot \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_y}\right) = \left(1 - \frac{100}{2 \cdot 452}\right)^2 = 0,791$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0,559$$

$$\sigma_2 = \alpha \cdot \sigma_l = 0,838 \text{ MPa} \quad \sigma_2 / f_{ck} = 0,833 / 25 = 0,033 < 0,05$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu} + 0,2 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} = 3,5 \cdot 10^{-3} + 0,2 \cdot \frac{0,838}{25} = (3,5 + 6,70) \cdot 10^{-3} = 10,20 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cu2,c} / \varepsilon_{cu} = 10,20 / 3,5 = 2,91$$

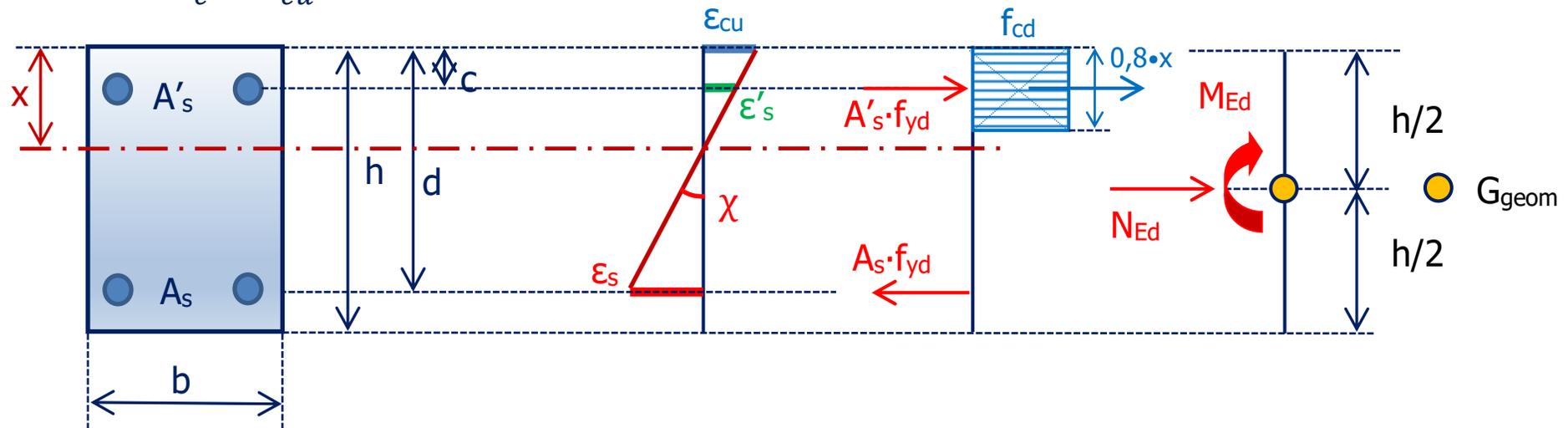
$$\frac{x}{H} = 1,25 \cdot \nu_{Ed} \cdot \frac{B}{b} = 1,25 \cdot 0,281 \cdot \frac{500}{452} = 0,388 \quad x = \frac{x}{H} \cdot H = 0,388 \cdot 500 = 194 \text{ mm}$$

$$\chi = 0,8 \cdot \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{x} = 0,8 \cdot \frac{10,20 \cdot 10^{-3}}{194} = 52,58 \cdot 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$$

$$\chi_y = \frac{2 \cdot \varepsilon_{sy}}{H - 2 \cdot a} = \frac{2 \cdot 1,95 \cdot 10^{-3}}{500 - 2 \cdot 38} = 9,22 \cdot 10^{-6}$$

$$\mu_\chi = \frac{\chi}{\chi_y} = \frac{52,58}{9,22} = 5,70$$

S.L.U. $\rightarrow \varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$

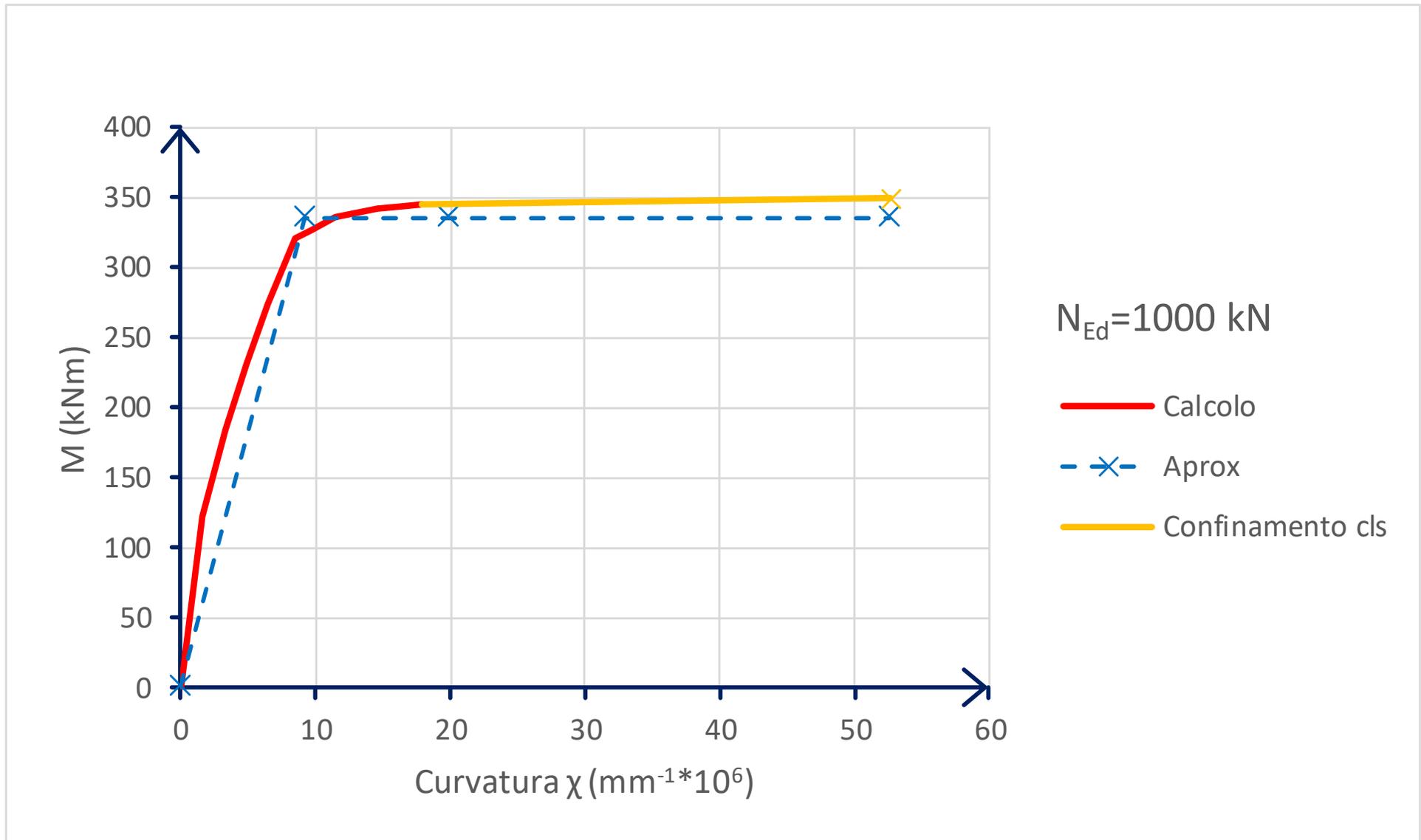


Equil. rotazione G_{geom} : $M_{Rd} = 0,8 \cdot x \cdot b \cdot f_{cd} \cdot \left(\frac{h}{2} - 0,4 \cdot x\right) + (A'_s + A_s) \cdot f_{yd} \cdot \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$$M_{Rd} = 0,8 \cdot 194 \cdot 500 \cdot 14,20 \cdot \left(\frac{500}{2} - 0,4 \cdot 194\right) + (942 + 942) \cdot 391 \cdot \left(\frac{500}{2} - 38\right) = 346 \text{ kNm}$$

Ipotesi A_s snervata \rightarrow vera se: $x \leq x_{y,A_s} = \frac{\varepsilon_{cu2,c}}{\varepsilon_{cu2,c} + \varepsilon_{sy}} \cdot d = \frac{10,20}{10,20 + 1,95} \cdot (500 - 38) = 385 \text{ mm}$

$$\frac{x}{x_{y,A_s}} = \frac{194}{385} = 0,50 < 1 \text{ ipotesi soddisfatta}$$



...ma un *numero di regole eccessivo* comporta vari degli inconvenienti dianzi citati e in particolare: *l'impovertimento dell'autonomia e della creatività*, in quanto l'opera del progettista è irretita dalle norme; *la difficoltà di discernere* ciò che veramente conta; la sensazione di avere, al riparo delle norme, *responsabilità assai alleviate*; la difficoltà non infrequente di rendersi conto dei ragionamenti che giustificano certe *regole*, rischiando di considerare queste alla stregua di *algoritmi*, ossia di schemi operativi che, una volta appresi, il pensiero non è più chiamato a giustificare. Ma tra le varie conseguenze, una delle più temibili è *l'attenuazione del senso di responsabilità*

(P. Pozzati)

