

Corsi di aggiornamento

Progettiamo insieme
Teoria e pratica della progettazione strutturale

4. Progetto di edifici con pareti

05 - L'elemento parete: taglio (pareti snelle)

Spoletto

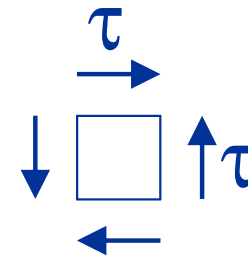
17-18 e 24-25 giugno 2016

Aurelio Ghersi

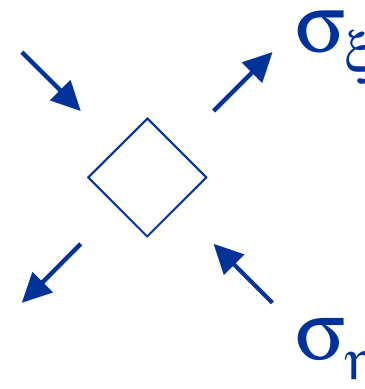
Taglio

brevi richiami

- Secondo la teoria di De Saint Venant, il taglio genera tensioni tangenziali τ



- Se in un elementino infinitesimo vi sono solo τ , a queste corrispondono tensioni principali di trazione e compressione inclinate a 45°



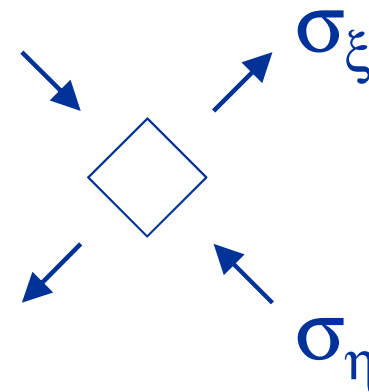
Taglio

brevi richiami



foto M. Dasasso

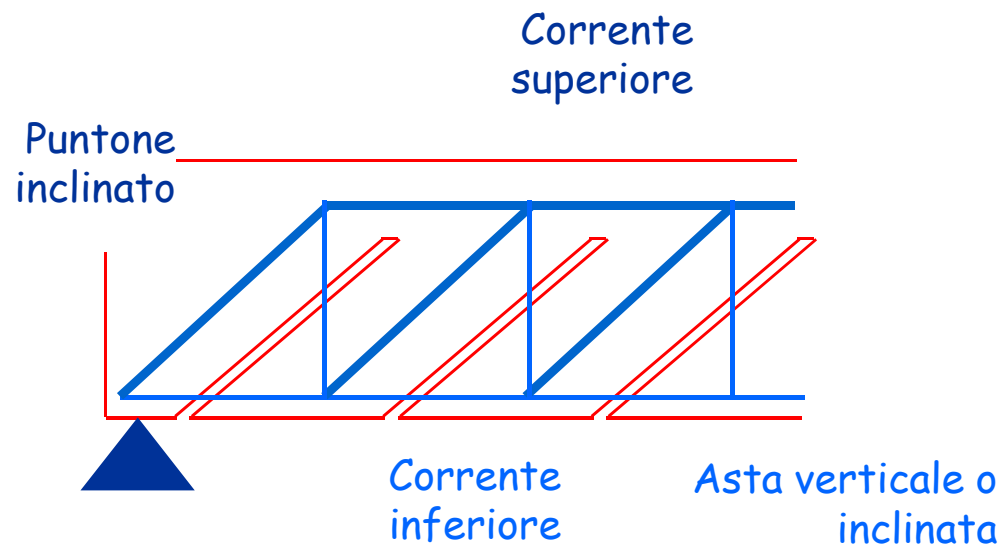
Si avranno
quindi lesioni
a 45° ,
perpendicolari
alla direzione
di trazione



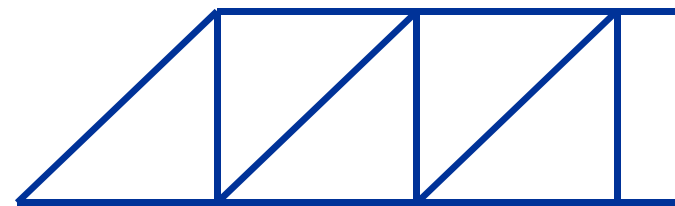
Taglio

brevi richiami

- Il classico modello di traliccio di Mörsch prevede puntoni compressi a 45° e tiranti corrispondenti alle armature a taglio



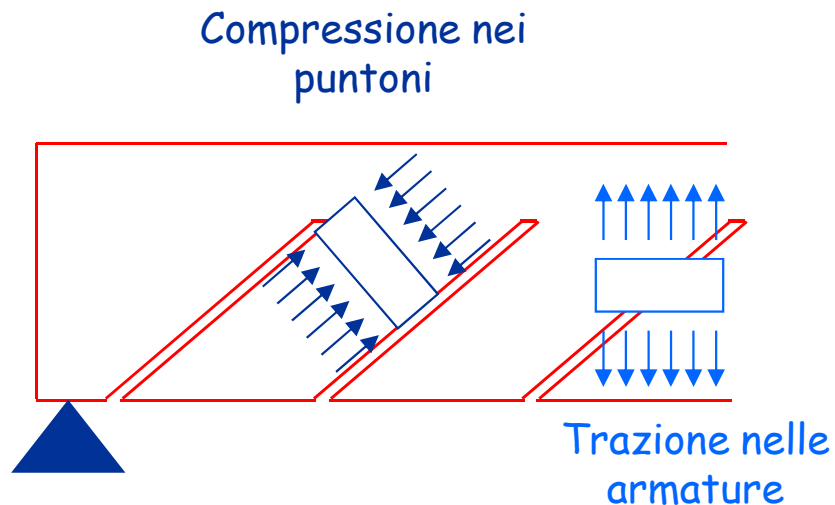
Traliccio di Mörsch



Taglio

brevi richiami

- Sostanzialmente equivalente è il modello a campi di tensione, sviluppato in tempi recenti



Campi di tensione

Taglio

brevi richiami

- I modelli classici "affidano tutta la resistenza a taglio alle armature"
- I loro risultati sono cautelativi, cioè sottostimano la reale resistenza a taglio
- In tempi più recenti sono stati proposti modelli che meglio colgono la reale resistenza a taglio
 - Modello "normale"
 - Modello "a inclinazione variabile del traliccio" (o meglio del puntone)

Taglio

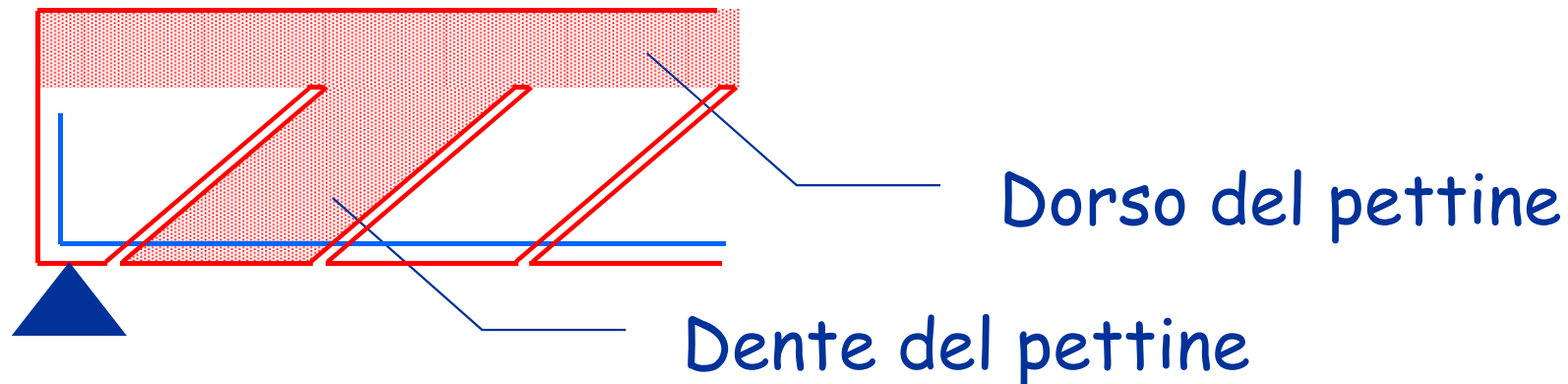
brevi richiami

- Modello "normale"
 - Quando le armature a taglio si snervano rimangono il corrente compresso e i puntoni inclinati, che danno una ulteriore resistenza (valutata col "modello a pettine")

$$V_{Rd} = V_{wd} + V_{cd}$$

armatura a taglio
calcestruzzo del pettine

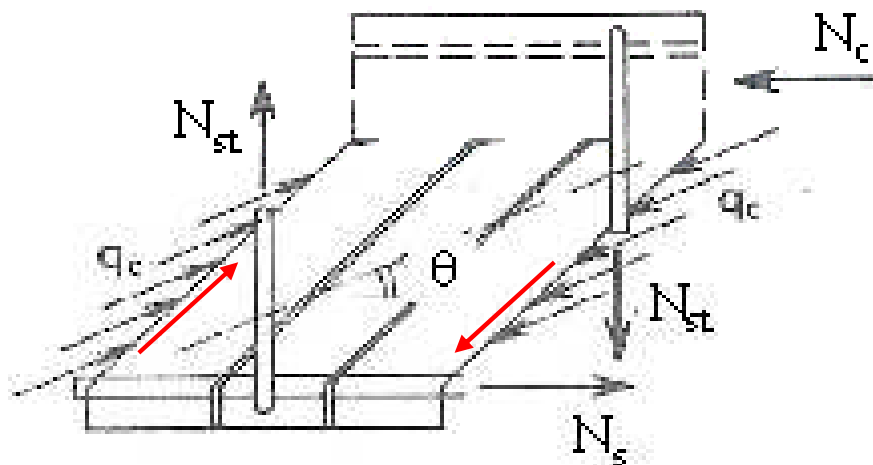
Modello a pettine



Taglio

brevi richiami

- Modello "a inclinazione variabile del traliccio"
 - Quando le armature a taglio si snervano l'ingranamento degli inerti trasmette tensioni tra le facce della lesione e questo modifica l'inclinazione del puntone compresso



Si usano i modelli già citati (traliccio di Mörsch, campi di tensione) ma con puntone inclinati di un angolo θ

È questo il modello previsto dalla normativa corrente

Taglio

problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
 - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
 - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

Pareti snelle

- Si adottano i modelli di comportamento validi per le travi

Pareti tozze

- Si adottano i modelli di comportamento per elementi strutturali tozzi (ad esempio tirante-puntone)

Taglio

problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
 - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
 - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone

Nel caso delle pareti, questo richiede una distinzione tra pareti snelle e pareti tozze

Pareti snelle

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} \geq 2$$

Pareti tozze

$$\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{V_{Ed} l_w} < 2$$

Taglio

problemi particolari

1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
 - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
 - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
 - In questi casi θ deve rimanere 45°

Indicazioni specifiche sono fornite per gli edifici di classe di duttilità "A", che richiedono maggiore duttilità

Taglio

problemi particolari

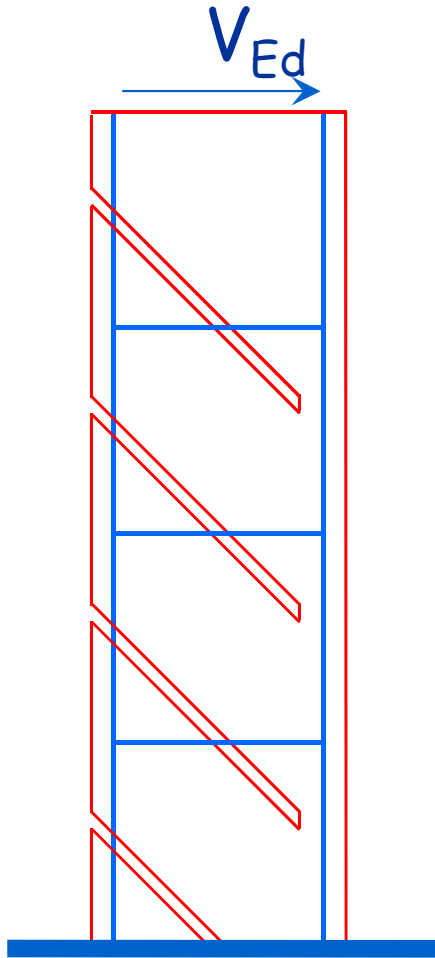
1. I modelli per il taglio non valgono in prossimità di forze concentrate (e quindi agli estremi)
 - La verifica a taglio va fatta ad una certa distanza
 - Agli estremi si possono usare modelli tirante-puntone
2. Il contributo del calcestruzzo può annullarsi in caso di carico ciclico con segno alternato del taglio
 - In questi casi deve θ rimanere 45°
3. Il traliccio di Mörsch in presenza di sole staffe trascura la componente longitudinale della trazione: è necessario considerare (l'uno o l'altro, in alternativa)
 - Traslazione del diagramma dei momenti
 - Contributo dell'armatura di parete

Questo verrà esaminato in fase di progetto delle armature

Verifica a taglio di pareti snelle

Verifica a taglio di pareti snelle

modelli di calcolo



Attraverso l'analisi di:

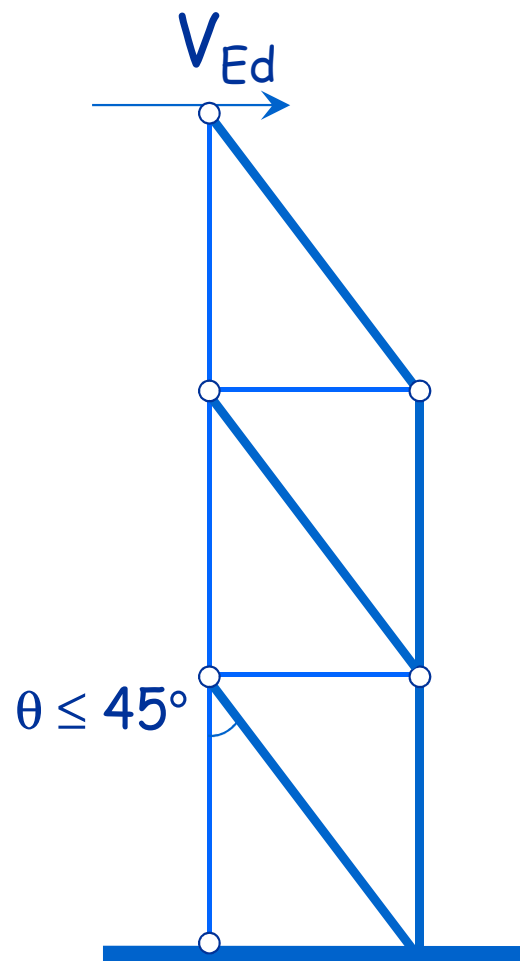
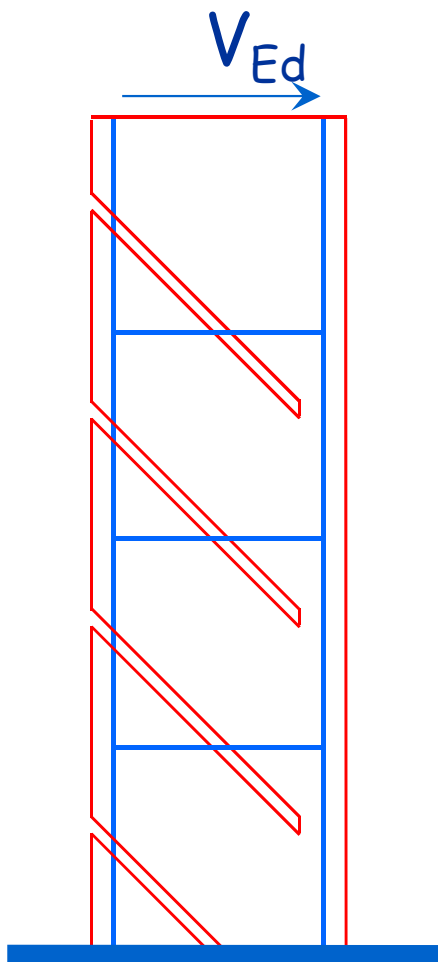
- stato tensionale
- lesioni da taglio
- ingranamento degli inerti



Modello a inclinazione variabile
del traliccio

Verifica a taglio di pareti snelle

modelli di calcolo

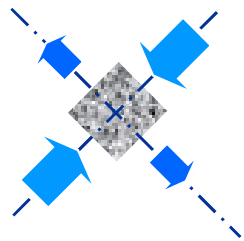


Puntoni ad inclinazione variabile
 $\theta \leq 45^\circ$

Resistenza del calcestruzzo

compressione del calcestruzzo d'anima

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad 1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$



$$f'_{cd} = v_1 f_{cd} \quad v_1 = 0.5$$

resistenza ridotta a causa della trazione in direzione ortogonale

α_c tiene conto della compressione

$$\alpha_c = 1$$

in assenza di compressione

$$\alpha_c = 1 + \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}$$

per $0 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.25$

$$\alpha_c = 1.25$$

per $0.25 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 0.5$

$$\alpha_c = 2.5 \left(1 - \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right)$$

per $0.5 \leq \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \leq 1$

per le pareti
 α_c è in genere
prossimo ad 1

Resistenza dell'armatura a taglio

trazione dell'armatura d'anima

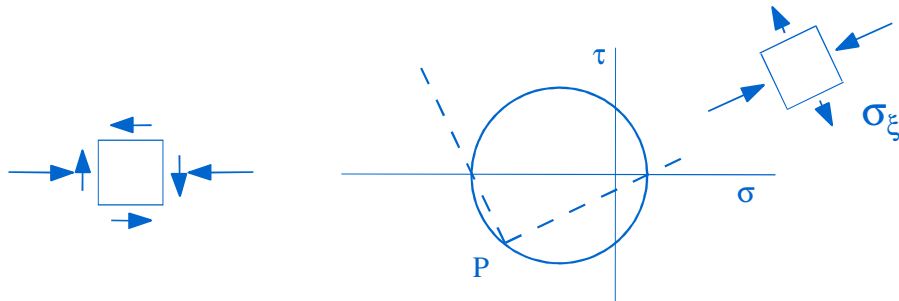
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

In presenza di compressione:

$$\cot \theta_1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

$$\cot \theta_1 = \frac{\tau}{\sigma_\xi}$$



Nota: Discordanza di simboli tra NTC08 e EC2.
Io faccio riferimento a EC2

NTC 08, punto 4.1.2.1.3.2

Resistenza a taglio pareti snelle

- Si applicano le formule generali

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z \cot \theta$$

tenendo conto che $z = 0.8 l_w$ (sarà precisato parlando di flessione)

Classe di duttilità B

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Classe di duttilità A

$$\cot \theta = 1$$

ridurre $V_{Rd,max}$ col fattore 0.4 nelle zone critiche

Definizione: zona critica (o zona dissipativa)

Zona critica

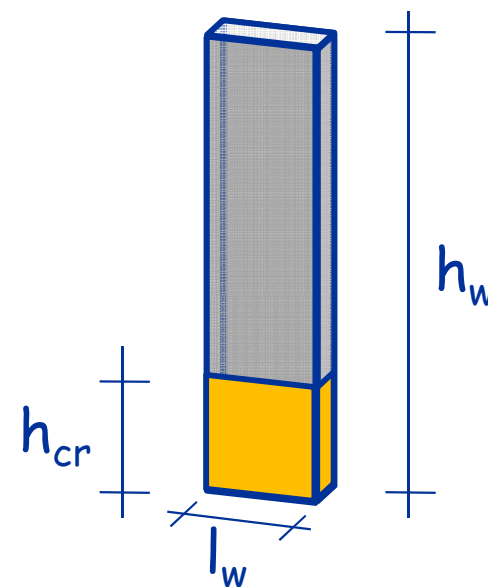
È quella parte della parete che sarà interessata dalle deformazioni plastiche flessionali, ovvero ...

... la porzione di parete di altezza h_{cr} al di sopra dell'incastro

$$h_{cr} = \max (l_w, h_w / 6)$$

$h_{cr} \leq h_{1 \text{ piano}}$ per edifici fino a 6 piani

$h_{cr} \leq h_{2 \text{ piani}}$ edifici con più di 6 piani



Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

Usare $\cot \theta = 1$

- Durante il sisma il progressivo danneggiamento del calcestruzzo riduce l'efficacia dell'ingranamento degli inerti per cui $\theta = 45^\circ$

Ridurre $V_{Rd,max}$ col fattore 0.4

- Usare $\cot \theta = 1$ è cautelativo per l'armatura, quindi è prudente usarlo nel dimensionare l'armatura a taglio
- Usare $\cot \theta = 1$ non è cautelativo per il calcestruzzo
Se le armature si snervano $\cot \theta$ cresce e la resistenza $V_{Rd,max}$ del calcestruzzo si riduce.

Per $\cot \theta = 2$ $V_{Rd,max}$ si riduce di 0.8

Ma allora come mai
0.4 e non 0.8?

Resistenza a taglio

pareti snelle - classe di duttilità A

Che senso hanno le prescrizioni per CD "A" ?

- Notare l'evoluzione della normativa

Al di fuori della zona critica

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Nella zona critica

PreStandard EC8 1998:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \alpha_c f'_{cd} b_w z$$

Bozze EC8 2002 e 2001:

$$V_{Rd,max} = 0.8 \left(\frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

NTC08, EC8 2005:

$$V_{Rd,max} = 0.4 \left(\frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \right)$$

L'attuale 0.4 è voluto o è un errore di trascrizione?

Cosa cambia con la Bozza NTC 2015

pareti snelle

Uguali prescrizioni per le due classi di duttilità

- Si assume $\cot \theta = 1$

$$V_{Rd,max} = \frac{1}{2} \alpha_c f'_{cd} b_w z \qquad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} z$$

è penalizzante per le armature, ma si riesce a fare

- Nelle zone critiche

ridurre $V_{Rd,max}$ col fattore 0.4

questo diventa veramente penalizzante per la classe B,
ma io sono sempre più convinto che si tratti di un errore

Dimensionamento delle pareti in base al taglio

Dimensionamento delle pareti

- È abbastanza corretto dimensionare le pareti a taglio (anche perché il taglio è facilmente prevedibile)
- Occorre poi stimare il momento flettente (meno immediato) e controllare che le sezioni scelte vadano bene anche a flessione

Dimensionamento delle pareti in base al taglio

- Le pareti possono essere dimensionate in maniera tale che la resistenza a taglio del calcestruzzo sia sufficiente a sopportare l'intera azione sismica

$$V_{Rd,max} = \alpha_c f'_{cd} b_w z \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} = \alpha_c f'_{cd} b_w 0.8 l_w \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta}$$

- Se pongo $V_{Rd,max} = V_{Ed}$ (da sisma) posso ricavare la lunghezza totale L_{tot} delle pareti

$$L_{tot} = \frac{V_{Ed}}{0.8 \alpha_c f'_{cd} b_w} \frac{1 + \cot^2 \theta}{\cot \theta}$$

Dimensionamento delle pareti in base al taglio

- Assumo $\alpha_c = 1$, $f'_{cd} = 0.5 f_{cd}$
 $\cot \theta = 1 \div 2.5$ per classe di duttilità B
- Si ha:

per $\cot \theta = 1$
$$L_{\text{tot}} = 5 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per $\cot \theta = 1.5$
$$L_{\text{tot}} = 5.42 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per $\cot \theta = 2$
$$L_{\text{tot}} = 6.25 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

per $\cot \theta = 2.5$
$$L_{\text{tot}} = 7.25 \frac{V_{Ed}}{b_w f_{cd}}$$

Dimensionamento delle pareti in base al taglio

Esempio:

Sia

- $V_{Ed} = 6000 \text{ kN}$
- calcestruzzo di classe C25/30 ($f_{cd} = 14.2 \text{ MPa}$)
- $b_w = 30 \text{ cm}$

Si ottiene

$$L_{tot} = 6.25 \frac{6000 \times 10^3}{30 \times 10^1 \times 14.2} \times 10^{-1} = 880 \text{ cm}$$

la lunghezza totale delle pareti deve essere pari a 880 cm
(o un po' meno se si usa $\cot \theta = 1$)