

**ESERCITAZIONE N. 6**  
Gerarchia delle resistenze  
Progetto delle travi e dei pilastri

Corso di Costruzioni in Zona Sismica  
A/A 2019-2020

Università degli Studi Roma Tre - Facoltà di Ingegneria

Ing. Daniele Corritore PhD

# Performance Based Design

---

L' applicazione del metodo agli SL nel caso in cui si metta in conto l'azione sismica, richiede che si abbandoni la procedura tradizionale utilizzata nel caso di carichi non sismici.

Progettare agli SL significa verificare che localmente la capacità della struttura sia sempre superiore alla domanda, ossia che il carico di progetto non causi il raggiungimento della condizione ultima o indesiderata, ovvero che in una struttura in C.A. non si raggiungano i valori ultimi delle deformazioni dell'acciaio e del cls ma ci si fermi a dei valori limite.



Una tale procedura nasce principalmente da **considerazioni economiche!**

L'estrema rarità dell'evento sismico suggerisce di permettere alla struttura di deformarsi ben oltre il limite elastico ammettendo anche danneggiamenti tali da rendere più conveniente una successiva demolizione e ricostruzione della struttura, **purché mantenga integra la sua capacità di sopportare i carichi verticali.**

# Performance-Based Design

---

Si introduce dunque una procedura di progettazione agli stati limite comunemente indicata con il termine:

PERFORMANCE-BASED DESIGN

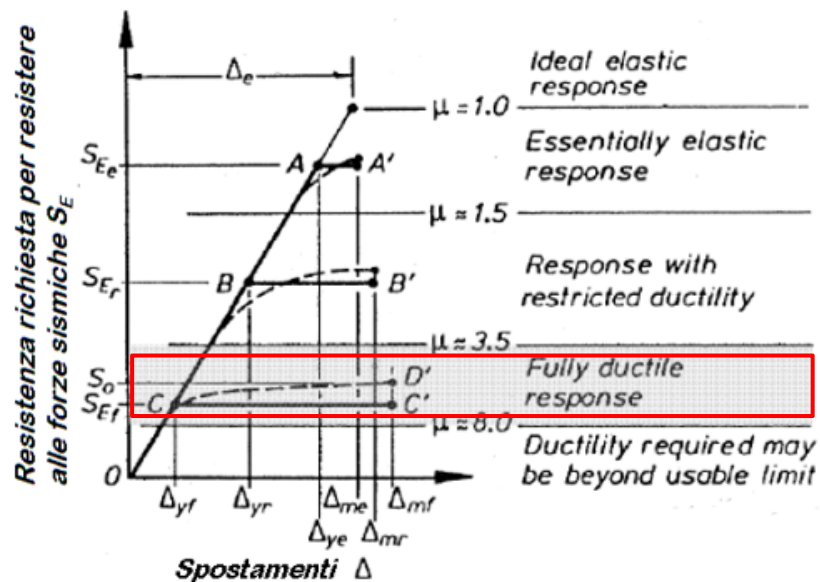
In cui la domanda di spostamento diventa la grandezza principale della progettazione.

Applicare il Performance-Based design utilizzando gli strumenti comunemente impiegati (Analisi statica lineare o dinamica modale) richiede la definizione del concetto di **duttilità** e di un legame fra la duttilità locale o globale.

# Duttilità

Gran parte delle strutture degli edifici hanno la capacità di dissipare una parte dell'energia fornita dal sisma in campo plastico. La forza di progetto per un sistema elasto-plastico è ricavata dividendo i valori dello spettro elastico per un fattore "q" detto fattore di struttura, determinando così lo spettro di progetto.

Questo fattore dipende dall'effettiva capacità della struttura nel suo insieme di **dissipare energia in campo plastico**. Il progettista, per terremoti con periodo di ritorno elevato ( $T_r \geq 475$  anni) può scegliere se puntare di più sulla resistenza o sulla duttilità delle struttura. (CD "A", CD "B")



$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y}$$

Duttilità generale

$$\mu_c = \frac{\Delta_m}{\Delta_y}$$

Capacità di duttilità

# Criteria generali di progettazione

---

La duttilità richiesta ad una struttura è riferita al suo comportamento globale.

Le normative sismiche in generale non richiedono un calcolo di duttilità globale perché questo implicherebbe il ricorso ad un'analisi non lineare del comportamento dell'intera struttura soggetta ad azione sismica.

## **Il controllo della duttilità è effettuato in maniera indiretta:**

- Con provvedimenti specifici volti ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi costruttivi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme necessari per contenere le incertezze e garantire un buon comportamento delle strutture sotto l'azione sismica;
- **Localizzando le dissipazioni di energia per isteresi in zone stabilite, a tal fine individuate e progettate, dette “dissipative” o “critiche”,** effettuando l'individuazione delle zone degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze; l'individuazione delle zone dissipative deve essere congruente con lo schema strutturale adottato. **Poiché il comportamento sismico della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue zone critiche, esse devono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia;**
- I dettagli costruttivi delle zone critiche e delle connessioni tra queste zone e le restanti parti della struttura, nonché dei diversi elementi strutturali tra loro, devono ricevere una particolare attenzione ed essere esaurientemente specificati negli elaborati di progetto.

# Criteri generali di progettazione

---

Per ottenere, dunque, una **duttilità globale** si passa attraverso tre diversi livelli di duttilità locale:

- **Duttilità del materiale:** con controlli specifici delle *caratteristiche dei materiali*.
- **Duttilità di sezione:** con le prescrizioni di dettaglio relative a:
  - *quantitativi minimi e massimi di armatura;*
  - *quantitativi minimi di staffatura;*
  - *limitazioni geometriche.*
- **Duttilità di elemento** con le prescrizioni normative nelle zone critiche:
  - *quantitativi minimi di armatura compressa;*
  - *quantitativi minimi di staffatura;*
  - *indicazioni sull'ancoraggio delle armature.*
- **Duttilità di struttura:** con l'applicazione della *gerarchia delle resistenze*.

Uno degli elementi fondamentali necessari a conferire la duttilità ad una struttura è il soddisfacimento del principio della **gerarchia delle resistenze**.

# Gerarchia delle resistenze

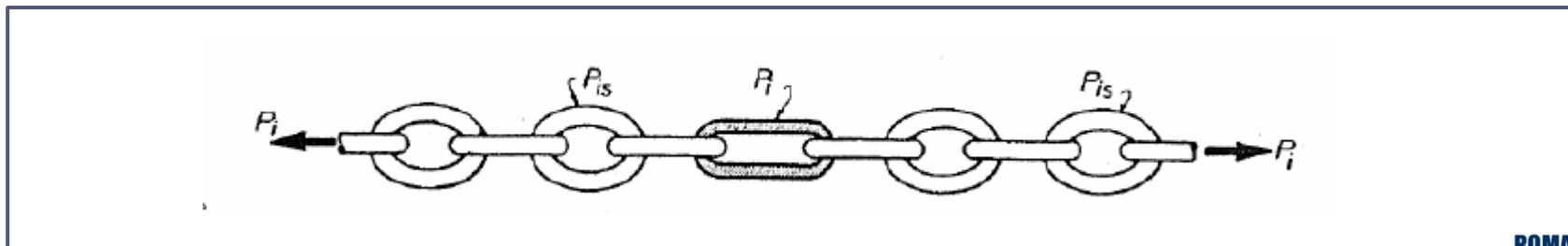
Principio di **GERARCHIA DELLE RESISTENZE** o **CAPACITY DESIGN**.

Una struttura può presentare numerose e diverse modalità di danno e di collasso, a tal fine si dovrà operare facendo in modo che le modalità di danno e di collasso dotate di duttilità, capacità deformative e capacità dissipative precedano sempre modalità di collasso fragile.



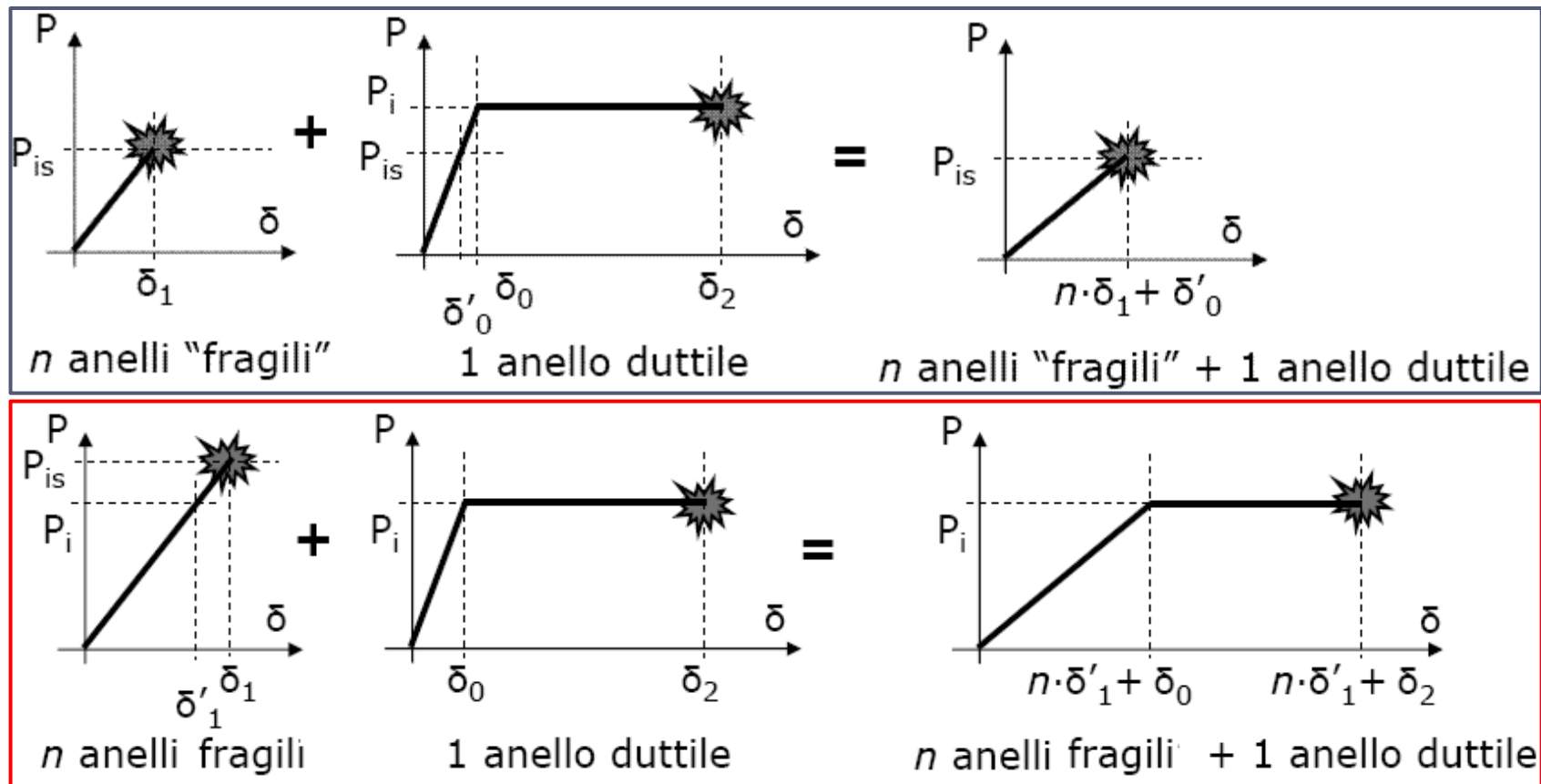
L'elemento fondamentale per garantire questo principio è che qualunque tipo di rottura che non sia duttile deve avvenire in una fase successiva alla rottura duttile. **Di conseguenza la struttura ha comportamento duttile se gli elementi deboli sono duttili.**

Per comprendere questa affermazione è sufficiente confrontare il comportamento di due catene entrambe con un anello duttile, ma la prima con gli elementi fragili più resistenti di quelli duttili e l'altra con quelli fragili meno resistenti.



# Gerarchia delle resistenze

E' sufficiente che un solo degli anelli fragili abbia resistenza inferiore a quello duttile per conferire alla catena un comportamento fragile.

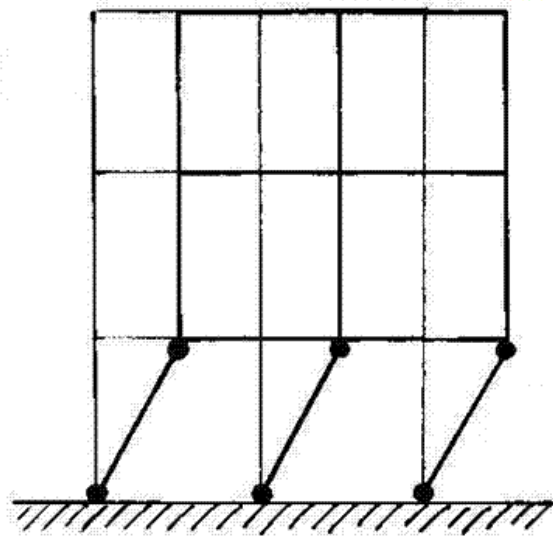




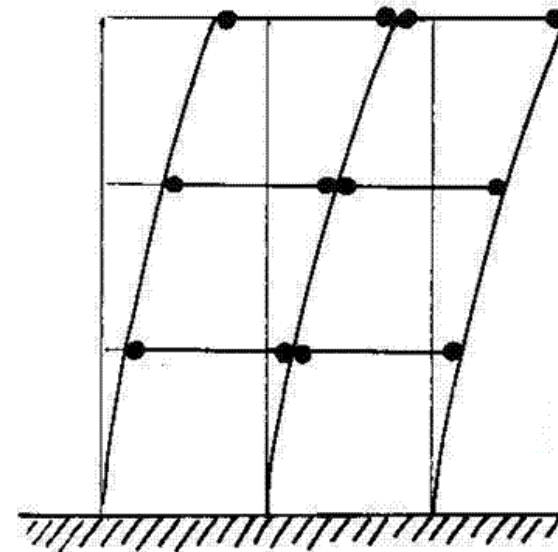
# Gerarchia delle resistenze

In un edificio per ottenere lo stesso risultato si deve progettare la struttura in modo:

- **che le cerniere plastiche si formino nelle travi e non nei pilastri e nei nodi.** Pilastri e nodi devono possedere una resistenza maggiore della capacità resistente delle travi;
- **che le cerniere nelle travi si possano effettivamente formare** prima che si manifestano le rotture per taglio (rotture fragili) e di conseguenza il calcolo della resistenza a taglio deve essere effettuato sulla base della resistenza flessionale della trave.

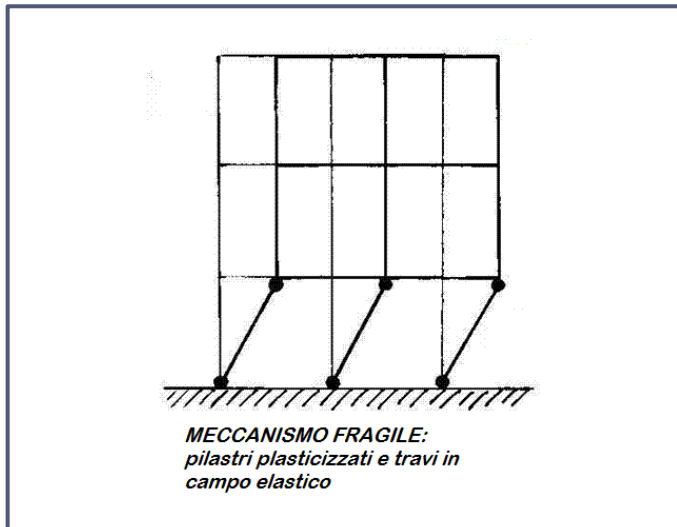


*MECCANISMO FRAGILE:  
pilastri plasticizzati e travi in  
campo elastico*



*MECCANISMO DUTTILE:  
travi plasticizzate e pilastri in  
campo elastico*

# Gerarchia delle resistenze



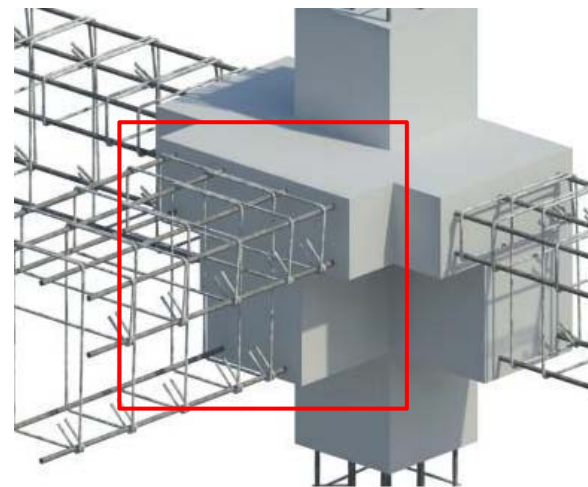
# Gerarchia delle resistenze - Travi

---

## TRAVI: VERIFICA A FLESSIONE

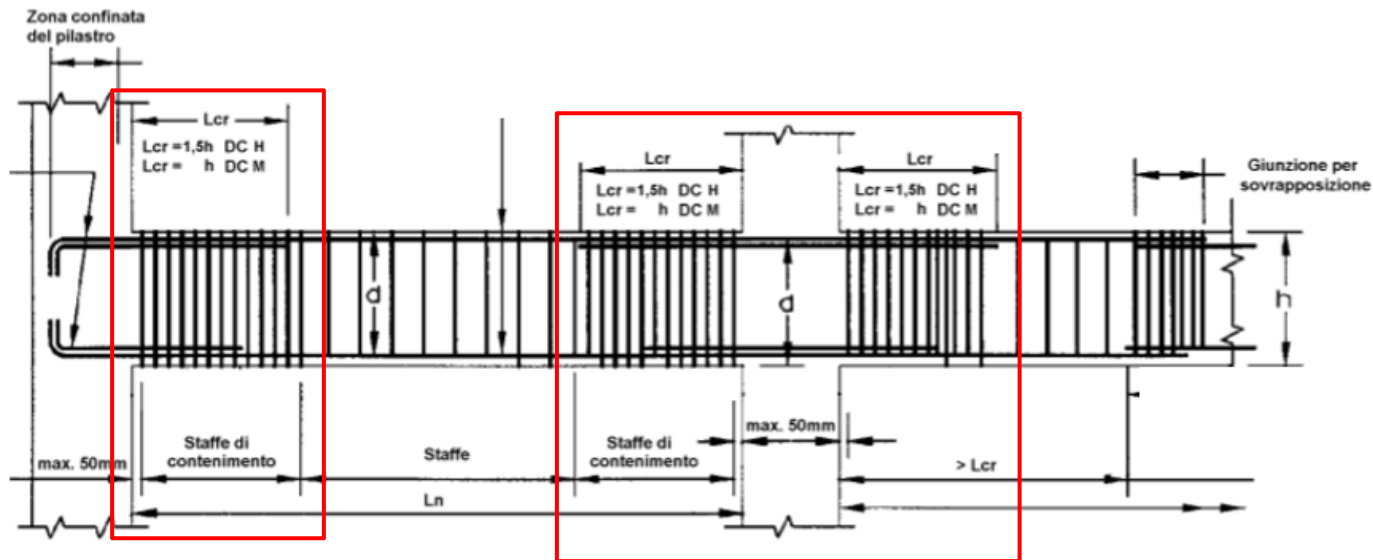
In ogni sezione il momento resistente deve essere superiore o uguale al momento flettente di calcolo. I momenti flettenti di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o la verifica delle travi a flessione sono quelli ottenuti **dall'analisi allo SLV della struttura**, tenuto conto delle combinazioni delle componenti dell'azione sismica e delle combinazioni dell'azione sismica con le altre azioni.

**La determinazione dell'armatura, oltre che dalle sollecitazioni è condizionata dal rispetto dei minimi di normativa.**



# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A FLESSIONE



### 7.4.6.1.1-NTC

Le zone critiche si estendono, per CD"B" e CD"A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A FLESSIONE

Per tutta la lunghezza della trave	
1	Almeno due barre $\Phi 14$ devono essere presenti superiormente ed inferiormente.
2	In ogni sezione della trave, il rapporto geometrico $\rho$ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia inferiore o superiore, deve essere compreso entro i seguenti limiti: $1,4/f_{yk} < \rho < \rho_{comp} + 3,5/f_{yk}$
3	L'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un quarto di quella tesa : $\rho_{comp} \geq 0,25 \rho$

In tali prescrizioni  $\rho$  rappresenta il rapporto geometrico di armatura tesa o compressa a seconda dei casi. Ovvero :

$$\rho = \frac{A_{ferri\ sup\ o\ inf}}{A_{sezione}}$$



# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A FLESSIONE

In zona critica	
4	Nelle zone critiche della trave l'armatura compressa non deve essere mai inferiore ad un mezzo di quella tesa : $\rho_{\text{compr}} \geq 0,5 \rho$
!	Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare di regola i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. La parte di armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica ma deve ancorarsi oltre i essa .

### 7.4.6.1.1-NTC

**Le zone critiche** si estendono, per CD" B" e CD" A", per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A FLESSIONE

Minimi in zona non sismica	
5	L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a : $A_{s,min} = 0,26 b_t d f_{ctm} / f_{yk}$
6	Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente : $A_{s,max} = 0,04 A_c$
7	Per quanto riguarda i nodi intermedi trave-pilastro (Eurocodice 2) si disponga un quantitativo di armatura inferiore non inferiore a : $A_{f,inf} \geq 0,25 A_{f,campata} [cm^2]$
8	Alle estremità delle travi (intese come nodi perimetrali e non intermedi trave-pilastro) deve essere disposta un'armatura inferiore in grado di assorbire uno sforzo : $A_{f,imin} = T_d / f_{yd}$
9	L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima. Almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

# Gerarchia delle resistenze - Travi

---

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

**Per evitare rotture fragili per taglio è richiesto che la progettazione a taglio sia effettuata non con gli sforzi di taglio derivanti dal calcolo, ma con quello determinati dalla resistenza a flessione delle sezioni di estremità opportunamente amplificate.**

Le sollecitazioni di taglio  $V_{Ed}$  da utilizzare per le verifiche di resistenza si ottengono garantendo l'equilibrio dell'intero elemento strutturale o della sua porzione alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche. Esso è dunque soggetto ai carichi gravitazionali valutati nella condizione sismica e, nelle sezioni di estremità, ai momenti resistenti  $M_{u,i}$  delle sezioni plasticizzate amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .

Il fattore di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$  vale 1,2 per strutture progettate in CD "A" e 1,1 per strutture in CD "B".



# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

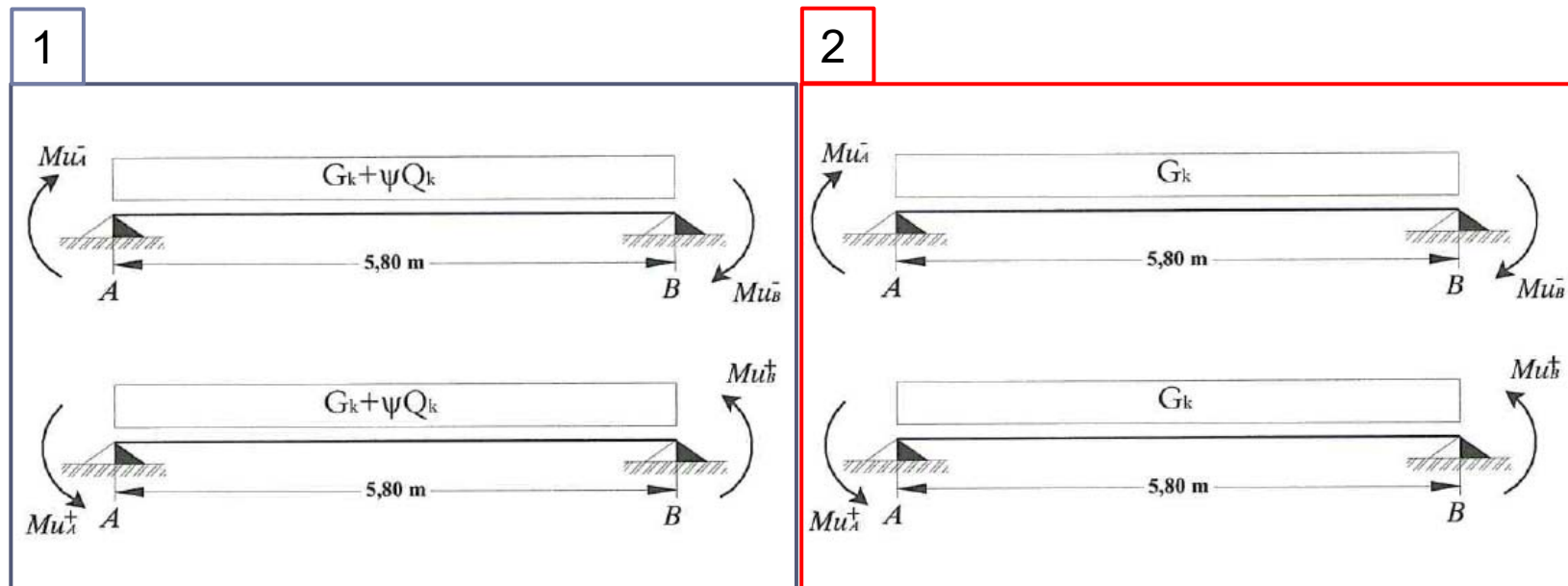
Tab. 7.2.I - Fattori di sovrarresistenza  $\gamma_{Ra}$  (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	$\gamma_{Ra}$	
			CD"A"	CD"B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovrarresistenza $\gamma_{ov}$ definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovrarresistenza definiti al § 7.9.5			

# Gerarchia delle resistenze - travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e dei momenti resistenti  $M_{u,A,B}$ , da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave, come indicato nelle figure seguenti.



# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

Il taglio è valutato attraverso la semplice sovrapposizione degli effetti e varia linearmente lungo la trave:

1	2
$V_{A,1}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	$V_{A,2}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$
$V_{A,1}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	$V_{A,2}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} + \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$
$V_{B,1}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	$V_{B,2}^+ = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^+ + M_{uB}^+}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$
$V_{B,1}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{(G_k + \psi Q_k) \cdot l_{trave}}{2}$	$V_{B,2}^- = \gamma_{Rd} \frac{M_{uA}^- + M_{uB}^-}{l_{trave}} - \frac{G_k \cdot l_{trave}}{2}$

Il momento ultimo resistente si calcola sulla base delle armature flessionali effettivamente presenti, compreso il contributo di quelle poste all'interno della larghezza collaborante di eventuali solette piene, se ancorate al di fuori della campata in esame.

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

In riferimento alla travata T-I-1/2/3/4/5:

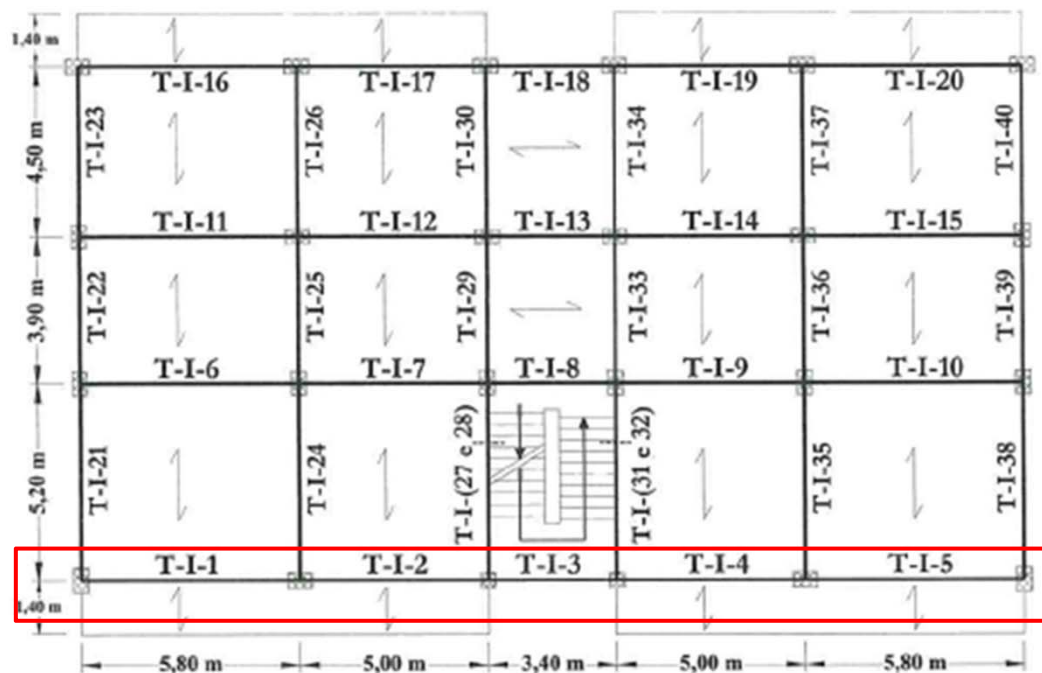


Fig. 2.9 Orditura dei solai e numerazione travi del primo livello

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

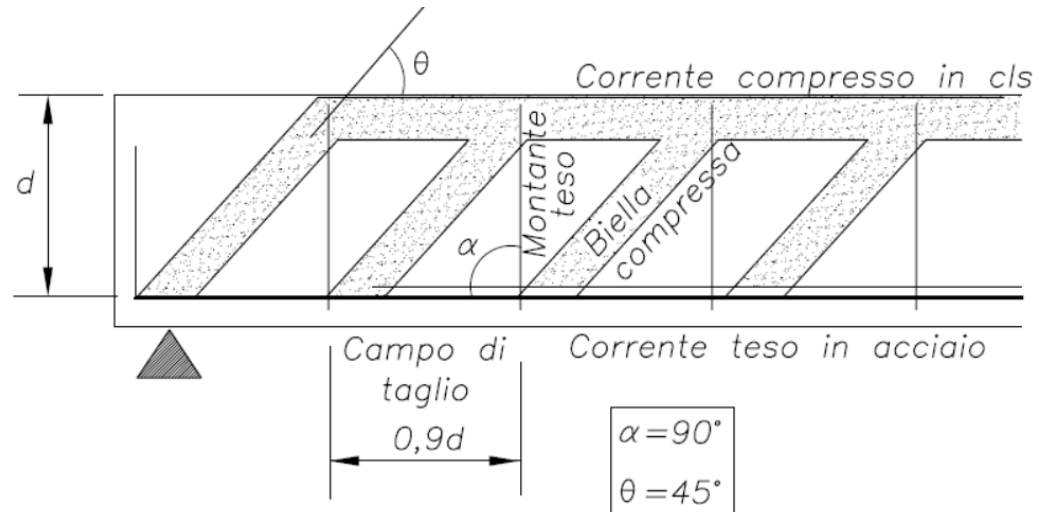
Trave	Lungh.	Sezione	Mu+	Mu-	$G_k$	$Q_{k,solaio}$	$Q_{k,balcone}$	$V_1^+$	$V_2^+$	$V_1^-$	$V_2^-$	$V (1,3G_k+1,5Q_k)$
(n°)	(m)		(kNm)	(kNm)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
T-I-1	5,8	A	190	-107	29,6	5,2	5,6	167	153	31	17	149
		B	135	-228				33	19	169	155	168
T-I-2	5,0	A	228	-135	29,6	5,2	5,6	167	154	19	7	148
		B	107	-144				6	-6	153	141	125
T-I-3	3,4	A	144	-107	6,5	0	0	100	100	-78	-78	20
		B	107	-144				-78	-78	100	100	19
T-I-4	5,0	A	144	-107	29,6	5,2	5,6	153	141	6	-6	125
		B	135	-228				19	7	167	154	148
T-I-5	5,8	A	228	-135	29,6	5,2	5,6	169	155	33	19	168
		B	107	-190				31	17	167	153	149

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

La resistenza a taglio di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una schematizzazione a traliccio i cui elementi resistenti sono:

- Le armature trasversali;
- Le armature longitudinali;
- Il corrente compresso di cls;
- I puntoni d'anima inclinati.



L'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \operatorname{ctg} \vartheta \leq 2,5 \Leftrightarrow 22^\circ \leq \vartheta \leq 45^\circ$$

# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

In ogni sezione dovrà risultare:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio valutato come sopra specificato.

La resistenza di calcolo della trave è valutata come:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

dove, per armatura trasversale costituita da staffe verticali, si ha:

- “taglio trazione”  $\rightarrow V_{Rsd} = 0,9d \cdot \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} \cdot ctg \vartheta$
- “taglio compressione”  $\rightarrow V_{Rcd} = 0,9d \cdot b \cdot f'_{cd} \frac{ctg \vartheta}{(1 + ctg^2 \vartheta)}$

in cui:  $d$  è l'altezza utile della sezione;

$b$  è la larghezza della sezione;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;

$s$  è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima pari a  $0,5 \cdot f_{cd}$ .



# Gerarchia delle resistenze - Travi

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

### Armature trasversali

Nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati, alle due estremità, per almeno 10 diametri. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

ZONA CRITICA

Per tutta la lunghezza della trave
Le staffe devono avere una sezione complessiva $A_{sw}/s \geq 1,5 b_w$
Il passo non deve essere superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione
Le staffe devono essere almeno 3 in un m
Almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe



# Gerarchia delle resistenze - Travi

---

## TRAVI: VERIFICA A TAGLIO

Per le strutture in CD "A", vale quanto segue:

- la capacità a taglio si valuta come indicato in § 4.1.2.3., assumendo nelle zone dissipative  $\text{ctg}\theta = 1$ ;
- se nelle zone dissipative il rapporto tra le domande a taglio, minima e massima, risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti delle due domande supera il valore:

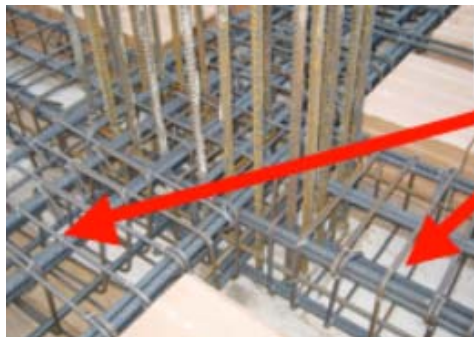
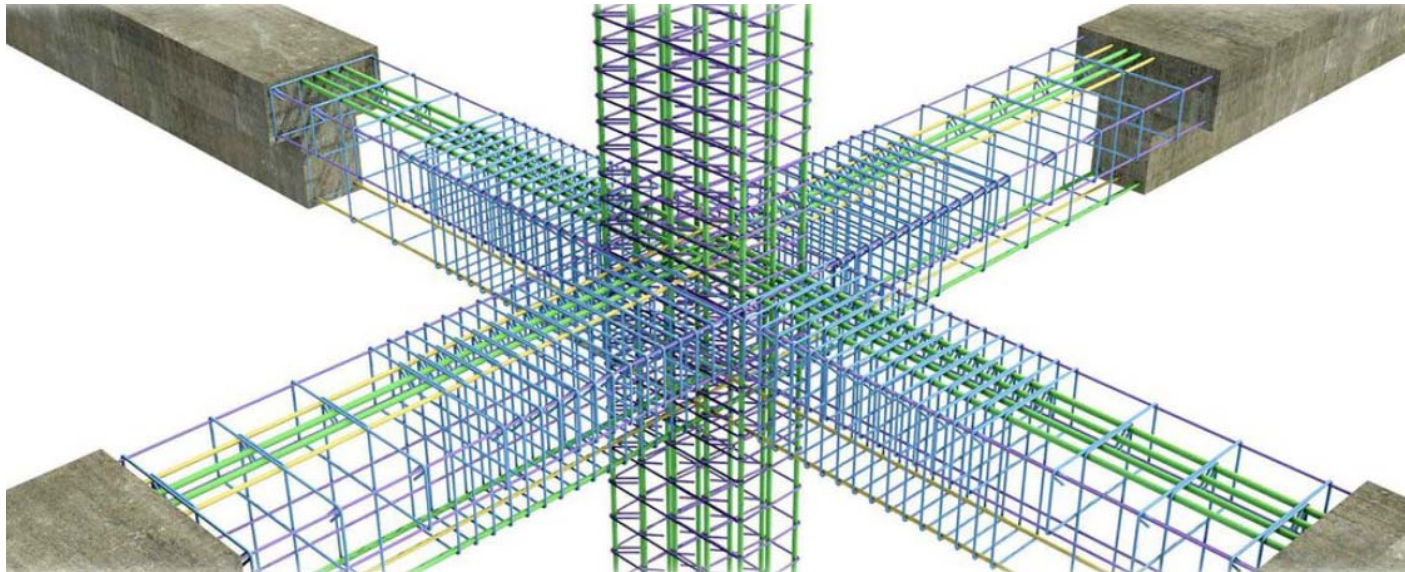
$$V_{R1} = \left( 2 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Ed,max}|} \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad [7.4.1]$$

dove  $b_w$  è la larghezza dell'anima della trave e  $d$  è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di  $+45^\circ$  e l'altro di  $-45^\circ$  rispetto all'asse della trave. In tal caso, la capacità a taglio deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare:

$$V_{Ed,max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad [7.4.2]$$

dove  $A_s$  è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

## Gerarchia delle resistenze - Travi



Cerniera plastica



# Gerarchia delle resistenze - Pilastri

---

## PILASTRI: VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Nei pilastri, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione anticipata rispetto alle travi di gran parte dei pilastri di un piano, **il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi, amplificata mediante i coefficienti di sovraresistenza  $\gamma_{Rd}$ .**

In generale, il meccanismo dissipativo prevede la localizzazione delle cerniere alle estremità delle travi e le sollecitazioni flettenti di progetto dei pilastri possono essere ottenute a partire dalle resistenze d'estremità delle travi che su di essi convergono, facendo in modo che, per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$

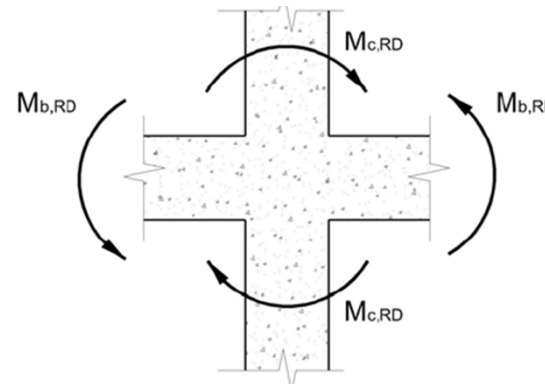
# Gerarchia delle resistenze – Pilastrri

## PILASTRI: VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

### Presso-flessione

- 1 Per le strutture in CD “A” e in CD “B” la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 55% e il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, per tutte le combinazioni considerate.
- 2 Ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell’ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$



dove:

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD “A” e  $\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD “B”;

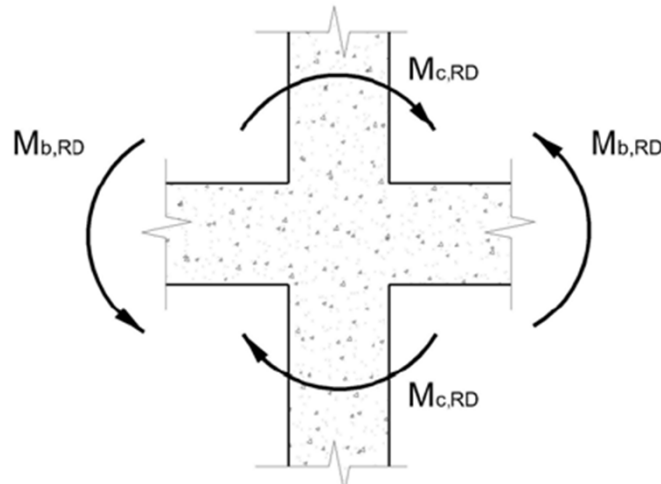
$M_{c,Rd}$  è il momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente della generica trave convergente nel nodo.

**Nell’espressione si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi.**

# Gerarchia delle resistenze

## PILASTRI: VERIFICA A PRESSO - FLESSIONE



$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

Il procedimento di verifica consiste sostanzialmente nell'accertare che la disuguaglianza risulti soddisfatta. Al primo termine sono inseriti in valore assoluto i momenti resistenti dei pilastri determinati sulla base delle armature previste e degli sforzi assiali derivanti dalla combinazione sismica e al secondo termine i momenti resistenti, sempre in valore assoluto, delle sezioni delle travi che convergono nel nodo. Essendo i momenti sulle travi discordi si dovrà considerare per una delle travi il momento resistente valutato considerando tese le barre superiori e per l'altra tese le barre inferiori. Qualora le armature o le altezze delle due travi fossero differenti occorrerà prendere in esame sia la circostanza di momenti di verso orario che antiorario.

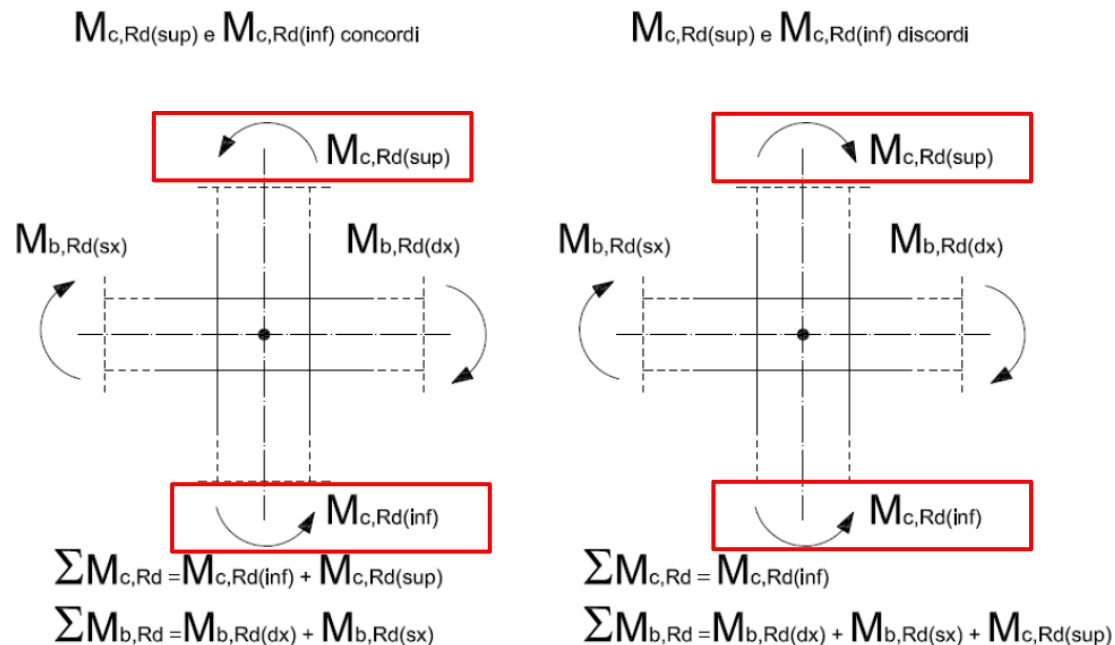


# Gerarchia delle resistenze

## PILASTRI: VERIFICA A PRESSO - FLESSIONE

Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro della formula va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (v. fig. 7.4.2)

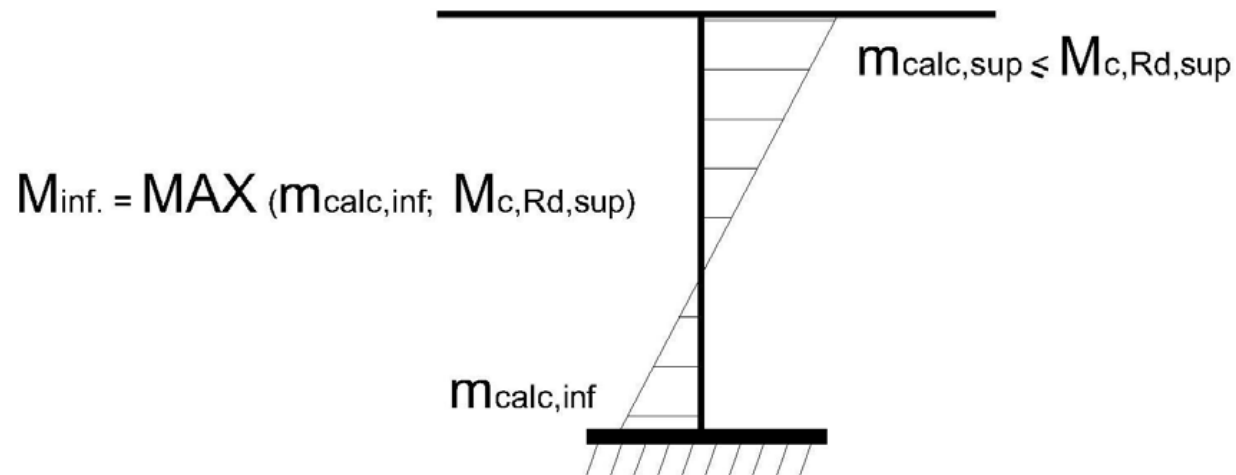
$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$



# Gerarchia delle resistenze

## PILASTRI: VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento resistente  $M_{C,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro.



Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

# Gerarchia delle resistenze

---

## PILASTRI: VERIFICA A TAGLIO

### Resistenza a taglio

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti nelle sezioni di estremità superiore  $M_{i,d}^s$  ed inferiore  $M_{i,d}^i$  dei pilastri secondo l'espressione:

$$V_{Ed} l_p = \gamma_{Rd} \left( M_{i,d}^s + M_{i,d}^i \right)$$

dove:

$l_p$  è la lunghezza del pilastro

$\gamma_{Rd} = 1,30$  per le strutture in CD "A" e  $\gamma_{Rd} = 1,10$  per le strutture in CD "B".

$M_{i,d} = M_{c,Rd} \cdot \min\left(1, \frac{\sum M_{b,Rd}}{\sum M_{c,Rd}}\right)$  è il momento nella sezione di estremità (superiore o inferiore) in corrispondenza della

formazione delle cerniere nelle travi, dove i valori in sommatoria sono quelli impiegati nella [7.4.4];

$M_{c,Rd}$  è la capacità a flessione nella sezione di estremità (superiore o inferiore);



# Pilastri – verifiche di resistenza

---

## PILASTRI: VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE E TAGLIO

### Verifiche di resistenza a pressoflessione

Il confronto capacità-domanda a presso-flessione può essere condotto in maniera semplificata eseguendo, per ciascuna direzione di applicazione del sisma, una verifica a presso-flessione retta con la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%.

### Verifiche di resistenza - taglio

La resistenza delle sezioni dei pilastri a taglio, da confrontare con le rispettive sollecitazioni determinate come indicato nel 7.4.4.2.1, è calcolata come indicato nel 4.1.2.1.3.

# Pilastri – dettagli costruttivi

## Limitazioni geometriche

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 250 mm.

$$l_{pil,min} \geq 250mm$$

## Lunghezza zone critiche

In assenza di analisi più accurate si può assumere che la lunghezza della zona critica sia la maggiore tra:

- l'altezza della sezione;
- 1/6 dell'altezza libera del pilastro;
- 45 cm;
- l'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.



# Pilastri – dettagli costruttivi

---

## Limitazioni di armatura longitudinale

Per tutta la lunghezza del pilastro, l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 250 mm.

$$i_{barre,long} \leq 250mm$$

Nella sezione corrente del pilastro, la percentuale geometrica  $\rho$  di armatura longitudinale, con  $\rho$  rapporto tra l'area dell'armatura longitudinale e l'area della sezione del pilastro, deve essere compresa entro i seguenti limiti:

$$1\% < \rho < 4\%$$

Se sotto l'azione del sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, **la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%.**

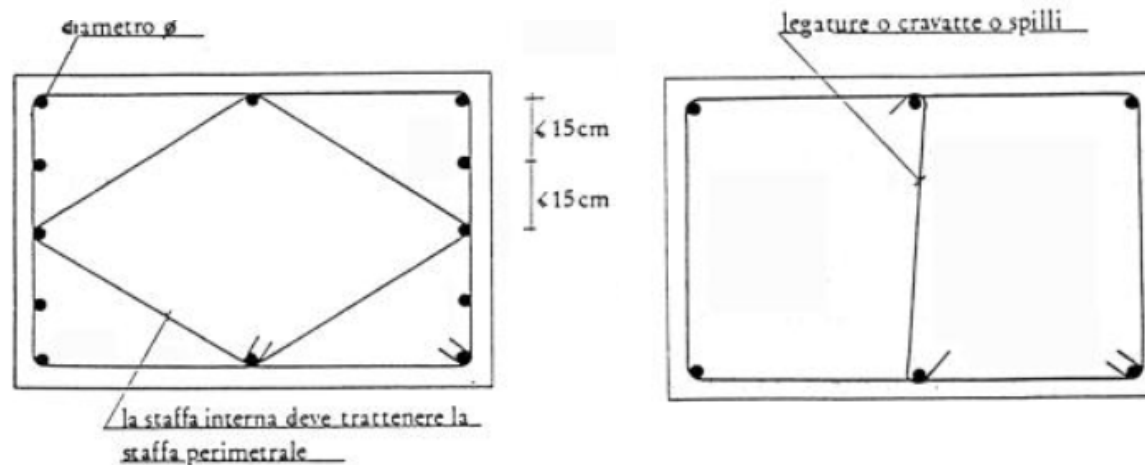
# Pilastri – dettagli costruttivi

## Limitazioni di armatura trasversale in zona critica

Nelle **zone critiche** devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- ▶ Le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;
- ▶ La distanza tra due barre vincolate consecutive, deve essere non superiore a 15 cm e 20 cm, rispettivamente per CD”A” e CD”B”.

**A tal fine si intendono barre vincolate quelle direttamente trattenute da staffe o da legature.**



# Pilastri – dettagli costruttivi

## Limitazioni di armatura trasversale in zona critica

Il diametro delle staffe di contenimento e legature deve essere non inferiore a:

$\max[6 \text{ mm}; (0,4 \cdot d_{bl,max} \cdot \sqrt{f_{yd,l}/f_{yd,st}})]$  per CD" A" e 6 mm per CD" B", dove  $d_{bl,max}$  è il diametro massimo delle barre longitudinali,  $f_{yd,l}$  e  $f_{yd,st}$  sono, rispettivamente, la tensione di snervamento di progetto delle barre longitudinali e delle staffe.

Ed il loro passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

$$- S_{staffe} = \min \left\{ \begin{array}{l} - 1/3 \text{ e } 1/2 \text{ del lato minore della sezione trasversale,} \\ \quad \text{rispettivamente per CD" A" e CD" B";} \\ - 125 \text{ mm per CD" A" e } 175 \text{ mm per CD" B";} \\ - 6\Phi_{,min} A_{S,LONG} \text{ per CD" A" e } 8\Phi_{,min} A_{S,LONG} \text{ per CD" B";} \end{array} \right.$$

In ogni caso alle estremità di tutti i pilastri primari, per una lunghezza pari a quella delle zone dissipative, il rapporto  $\omega_{wd}$  definito in [7.4.30] deve essere non minore di 0,08.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume delle staffe di confinamento}}{\text{volume del nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad [7.4.30]$$

# Pilastri – dettagli costruttivi

## Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccato dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità indicate al § 7.4.4.2.2. In alternativa, tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035 \quad [7.4.29]$$

dove:

$\omega_{wd}$  è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa (il nucleo di calcestruzzo è individuato con riferimento alla linea media delle staffe) che deve essere non minore di 0,12 in CD''A'' .

$\mu_{\phi}$  è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;

$v_d$  è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione sismica SLV ( $v_d = N_{Ed}/A_c \cdot f_{cd}$ );

$\varepsilon_{sy,d}$  è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

$h_c$  è la profondità della sezione trasversale lorda;

$h_0$  è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

$b_c$  è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

$b_0$  è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a  $b_c$  (con riferimento alla linea media delle staffe);

$\alpha$  è il coefficiente di efficacia del confinamento, uguale a  $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ , con:

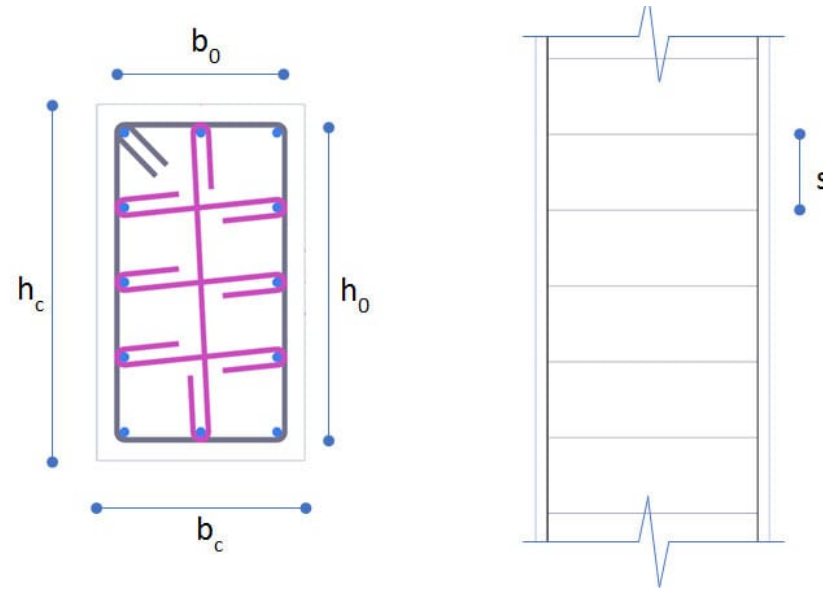
a) per sezioni trasversali rettangolari

$$\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / (6 \cdot b_0 \cdot h_0) \quad [7.4.31a]$$

$$\alpha_s = [1 - s / (2 \cdot b_0)] \cdot [1 - s / (2 \cdot h_0)] \quad [7.4.31b]$$

dove: n è il numero totale di barre longitudinali contenute lateralmente da staffe o legature,  $b_i$  è la distanza tra barre consecutive contenute e s è il passo delle staffe;

# Pilastri – dettagli costruttivi



La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura  $\mu_\phi$ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

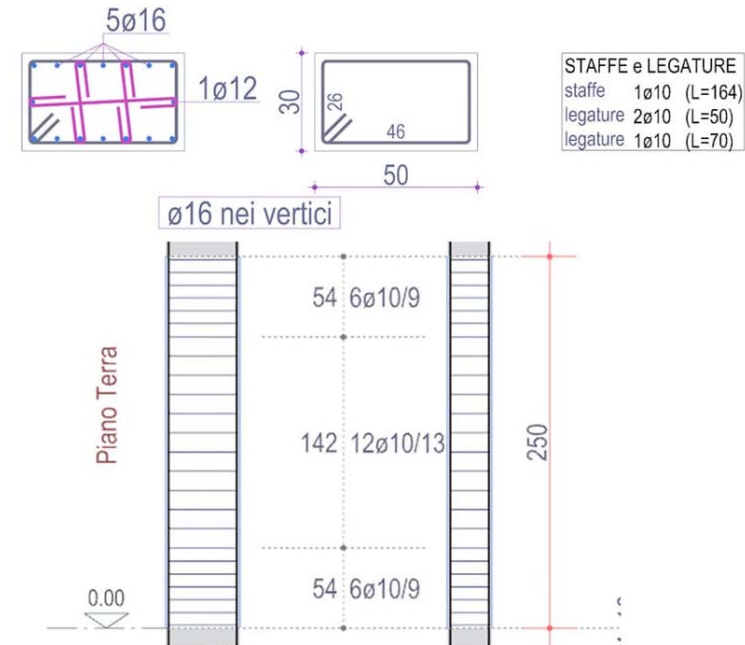
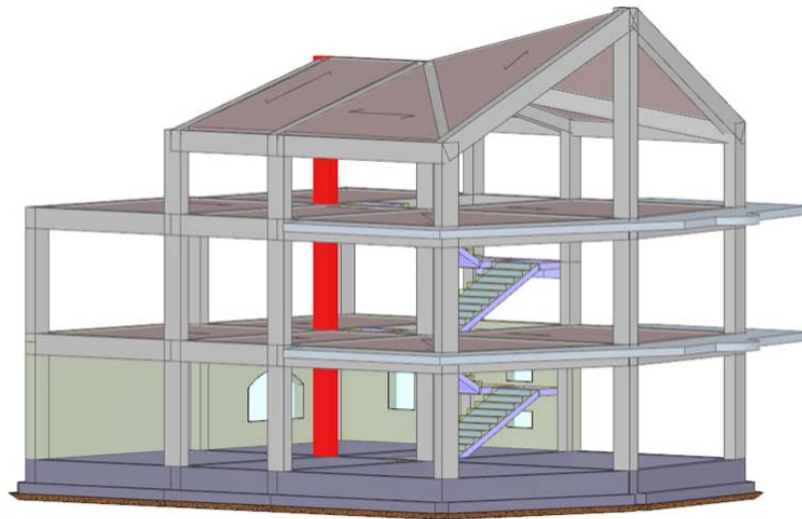
$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left( 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_C \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove  $T_1$  è il periodo proprio fondamentale della struttura.



# Pilastri – dettagli costruttivi

Esempio di calcolo dei dettagli per la duttilità di un pilastro

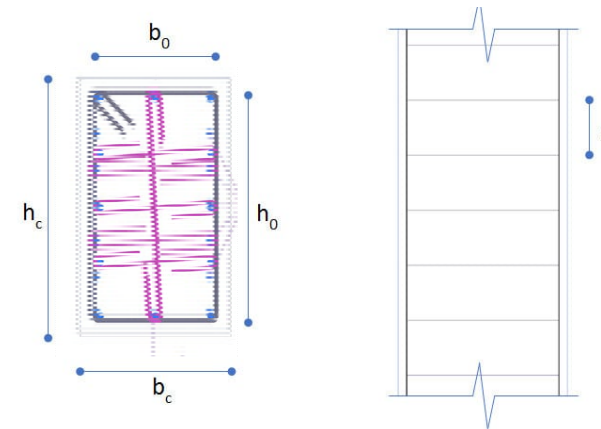


$b_c$	$h_c$	$c$	$\phi_{st}$	$n_{lg,x}$	$n_{lg,y}$	$\phi_{lg}$	$s$
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]			[mm]	[mm]
300	500	20	10	1	2	10	90



# Pilastri – dettagli costruttivi

i	$b_i$ [mm]	$b_i^2$ [mm <sup>2</sup> ]
1	145	21025
2	145	21025
3	145	21025
4	145	21025
5	145	21025
6	145	21025
7	115	13225
8	115	13225
9	115	13225
10	115	13225
		$\Sigma b_i^2 = 179050$



Le dimensioni del nucleo confinato sono:

- $b_0 = b_C - 2c - \phi_{st} = 250$  mm
- $h_0 = h_C - 2c - \phi_{st} = 450$  mm

Le lunghezze totali delle staffe e delle legature sono, rispettivamente:

- $L_{st} = 2(b_0 + h_0) = 1400$  mm
- $L_{lg} = n_{lg,x}h_0 + n_{lg,y}b_0 = 950$  mm

# Pilastri – dettagli costruttivi

Il pilastro viene verificato per uno sforzo normale di compressione allo SLV pari a  $N_{Ed} = 96180$  N, cui corrisponde uno sforzo normale adimensionalizzato:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}} = \frac{N_{Ed}}{b_c h_c f_{cd}} = 0,045$$

Per il calcolo della domanda di duttilità si considerano:

- periodo di vibrazione fondamentale della struttura,  $T_1 = 0,298$  s;
- periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro sismico allo SLC,  $T_c = 0,590$  s;
- valore di base del fattore di struttura,  $q_0 = 3,45$ ;

e quindi:

$$\mu_\phi = 1,2 \left[ 1 + 2 \left( q_0 - 1 \right) \frac{T_c}{T_1} \right] = 12,84$$

Il controllo risulta, quindi, soddisfatto:

$$\omega_{wd} = \frac{V_{si}}{V_{nc}} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,506 \geq \omega_{wd,\min} = \begin{cases} \max \{0,0076; 0,08\} & \text{CD-B} \\ \max \{0,0076; 0,12\} & \text{CD-A} \end{cases}$$