

### 4.3. Stati limite ultimi

#### 4.3.1. Stati limite ultimi per flessione e forza longitudinale

##### 4.3.1.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$A_{s1}$	Area dell'armatura tesa efficace in una sezione
$A_{s2}$	Area dell'armatura nella zona compressa allo stato limite ultimo
$\varepsilon_{s1}$	Deformazione dell'armatura tesa, per l'analisi della sezione
$\varepsilon_{s2}$	Deformazione dell'armatura compressa, per l'analisi della sezione
$\varepsilon_{pm}$	Deformazione dell'acciaio corrispondente a $P_{m,t}$ (vedere 2.5.4.0)
$\Delta\varepsilon_p$	Variazione della deformazione dell'acciaio corrispondente a $\Delta P_c$ , (vedere 2.5.4.0)

##### 4.3.1.1. Generalità

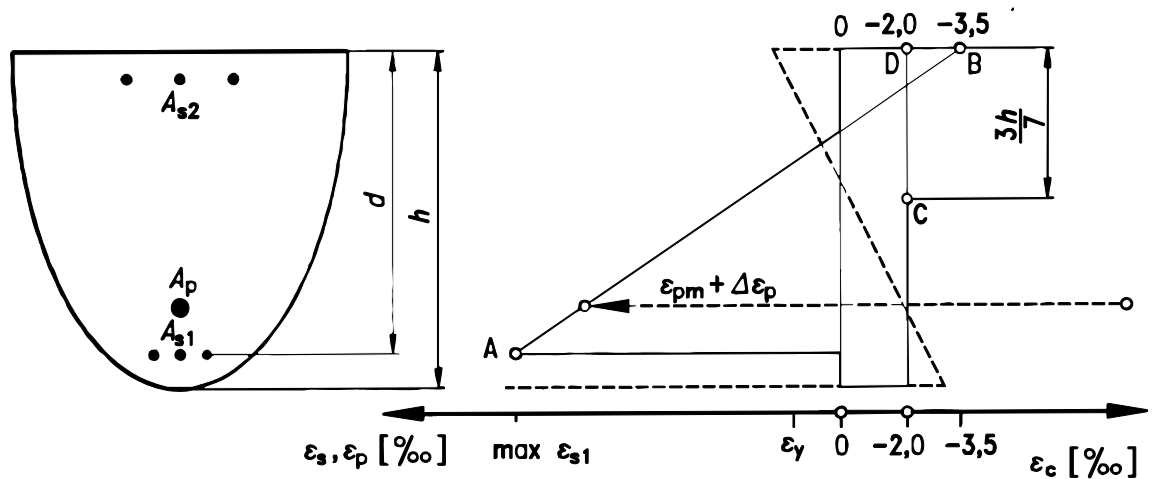
- P(1) Questa sezione si riferisce a travi o piastre di calcestruzzo armate, o precomprese con cavi interni aderenti.
- P(2) Le forze e i momenti di calcolo applicati devono essere determinati secondo quanto indicato in 2.
- P(3) Gli elementi devono essere analizzati in un numero di sezioni trasversali sufficiente ad assicurare che i requisiti della presente norma siano soddisfatti in tutte le sezioni trasversali lungo l'elemento.
- P(4) La sezione trasversale deve essere definita e l'armatura disposta in modo che la sua resistenza di calcolo, determinata secondo le ipotesi stabilite in questa sezione, non sia mai minore di quella richiesta per resistere a tutte le combinazioni dei valori di calcolo degli effetti delle azioni, determinate in accordo con le disposizioni in 2.
- (5) La larghezza effettiva di travi a T oppure ad L deve di norma essere stabilita secondo 2.5.2.2.1. Dove le ali di tali travi risultino in trazione (come per travi a T su un appoggio intermedio), l'armatura di trazione, richiesta per fornire la capacità portante a flessione di calcolo, sarà disposta secondo 5.4.2.1.2.
- P(6) Il contributo delle armature di precompressione alla resistenza di calcolo deve essere stabilito considerando i fattori di sicurezza parziali forniti nel prospetto 2.2 di cui in 2.3.3.1 per gli effetti sollecitanti e resistenti della precompressione.
- P(7) Se la direzione della tensione principale devia significativamente da quella dell'armatura principale se ne deve tenere conto (vedere l'appendice 2).
- (8) Nelle piastre, deviazioni tra la direzione della tensione principale e quella dell'armatura principale minori di  $15^\circ$  possono essere ignorate. Per deviazioni maggiori, i momenti devono di norma essere modificati per valutare i momenti equivalenti nelle direzioni dell'armatura principale.

##### 4.3.1.2. Resistenza di calcolo a flessione e a forza longitudinale

- P(1) Per determinare la resistenza ultima di una sezione trasversale si deve assumere quanto segue:
- le sezioni piane rimangono piane;
  - la deformazione di un'armatura aderente, sia tesa che compressa, è la stessa del calcestruzzo circostante;
  - la resistenza a trazione del calcestruzzo viene trascurata;
  - le tensioni nel calcestruzzo compresso si ricavano dai diagrammi tensioni-deformazioni di calcolo delle fig. 4.2 o 4.3;
  - le tensioni nell'armatura ordinaria o di precompressione si ricavano rispettivamente dai diagrammi tensioni-deformazioni di calcolo delle fig. 4.5 o 4.6;
  - la deformazione iniziale nelle armature pre-tese viene considerata per calcolare le tensioni agenti in tali armature allo stato limite ultimo (vedere 2.5.4.4.3);
  - in sezioni soggette a compressione assiale semplice, la deformazione di compressione nel calcestruzzo è limitata a  $-0,002$  (vedere fig. 4.2);

viii) per sezioni non completamente compresse, la deformazione limite a compressione nel calcestruzzo è pari a  $-0,0035$ . In situazioni intermedie, il diagramma delle deformazioni viene definito assumendo che la deformazione sia pari a  $-0,002$  nella fibra posta alla distanza dal bordo più compresso pari a  $3/7$  dell'altezza della sezione.

- (2) L'adozione delle ipotesi formulate in P(1) conduce all'insieme dei possibili diagrammi di deformazione della fig. 4.11.



a) Sezione trasversale

b) Distribuzione delle deformazioni allo stato limite ultimo

Fig. 4.11 - Diagrammi di deformazione allo stato limite ultimo

- (3) In certi casi, dove l'interazione tra resistenza locale e deformazione è significativa, può risultare conveniente fissare un limite per la deformazione a trazione dell'acciaio di armatura ordinaria e di precompressione (vedere 4.2.2.3.2 e 4.2.3.3.3).
- (4) In alternativa all'approccio in P(1), può essere adottato quello indicato in 4.2.1.3.3 (12).
- (5) Per elementi precompressi con cavi permanentemente non aderenti è generalmente necessario prendere in considerazione la deformazione dell'intero elemento (vedere parte 1D). Tuttavia ciò non è generalmente necessario per costruzioni in cui cavi non aderenti siano presenti solo nella fase di costruzione.
- (6) Nell'analisi di una sezione trasversale che debba resistere a flessione e solo a una piccola forza assiale, l'effetto della forza di compressione assiale ultima di calcolo può essere ignorato se tale forza non supera  $0,08 f_{ck}$  volte l'area della sezione trasversale.
- (7) Se modifiche nella posizione dell'armatura, come nel caso di una sovrapposizione, portano a una riduzione localizzata dell'altezza utile, nell'analisi della sezione si dovrà adottare il valore più sfavorevole.

#### 4.3.1.3. Rottura fragile e iperresistenza

- P(1) Devo essere evitata la rottura fragile della sezione trasversale quando si forma la prima fessura.
- P(2) Per elementi con piccole percentuali di armatura ad aderenza migliorata non devono essere assunte resistenze a flessione superiori a quelle calcolate sulla base delle indicazioni fornite nella presente norma, anche nel caso in cui prove dimostrino che tali resistenze sussistono.
- (3) Le percentuali minime di acciaio definite in 4.4.2 e in 5 sono di regola sufficienti, nella maggior parte dei casi, ad assicurare che sia evitata la rottura fragile.

#### 4.3.2. Taglio

##### 4.3.2.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$A_{sf}$  Area dell'armatura che attraversa l'ala di una trave con piattabanda

$A_{sl}$	Area dell'armatura longitudinale di trazione efficace in una sezione
$F_c$	Forza di compressione nel calcestruzzo nella direzione dell'asse longitudinale
$\Delta F_d$	Variazione della forza longitudinale agente in una sezione della piattabanda sulla distanza $a_v$ [vedere 4.3.2.5 (3)]
$F_s$	Forza di trazione nell'armatura longitudinale
$V_{ccd}$	Componente parallela a $V_{od}$ della forza agente nella zona compressa di elementi aventi altezza variabile
$V_{cd}$	Capacità di resistenza a taglio di calcolo della zona compressa di calcestruzzo
$V_{od}$	Forza di taglio di calcolo nella sezione non corretta degli effetti dell'altezza variabile della sezione
$V_{pd}$	Componente di forza dovuta ad armature di precompressione inclinate
$V_{Rd1}$	Resistenza a taglio di calcolo di una sezione in elementi privi di armatura a taglio
$V_{Rd2}$	Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dell'anima
$V_{Rd2,red}$	Valore di $V_{Rd2}$ ridotto, per effetto di forza assiale
$V_{Rd3}$	Resistenza a taglio di calcolo di una sezione in elementi con armatura a taglio
$V_{td}$	Componente parallela a $V_{cd}$ della forza agente nella zona tesa di elementi aventi altezza variabile
$V_{wd}$	Contributo dell'armatura a taglio
$a_v$	Distanza tra i punti di momento nullo e massimo
$b_{w,nom}$	Spessore nominale dell'anima
$f_{ywd}$	Tensione di snervamento di calcolo dell'armatura a taglio
$h_f$	Spessore della piattabanda
$k$	Costante relativa all'altezza della sezione e all'interruzione delle armature longitudinali
$s_f$	Passo delle barre di armatura che attraversano l'ala di una trave con piattabanda
$\alpha$	Angolo tra l'armatura a taglio e l'asse longitudinale di un elemento
$\beta$	Coefficiente di amplificazione della forza di taglio
$\theta$	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale dell'elemento
$v$	Fattore di efficienza
$\rho_l$	Rapporto di armatura corrispondente a $A_{sl}$
$\sigma_{cp}$	Tensione media nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale
$\sigma_{cp,eff}$	Tensione media efficace nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale
$\tau_{Rd}$	Resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento di elementi senza armatura a taglio
$\Sigma \emptyset$	Somma dei diametri delle guaine per precompressione ad un livello assegnato

#### 4.3.2.1. Generalità

- P(1) Questa sezione si applica a travi e piastre calcolate a flessione in accordo con 4.3.1. Si applica anche a elementi precompressi e a pilastri soggetti a forze di taglio significative calcolati in accordo con 4.3.1 e 4.3.5.
- P(2) In generale deve essere prevista una quantità minima di armatura a taglio, anche quando il calcolo indica che l'armatura a taglio non è necessaria. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastre (piene, nervate, cave) dotate di adeguata capacità di ripartizione trasversale dei carichi, nel caso in cui esse non siano soggette a forze di trazione significative.  
L'armatura minima a taglio può anche essere omessa in elementi di minore importanza che non contribuiscano in modo significativo alla resistenza e alla stabilità complessiva della struttura.
- (3) Regole per l'armatura minima a taglio sono date in 5.4. Un esempio di elemento di minore importanza potrebbe essere un'architrave di luce minore di 2 m.
- P(4) In strutture di altezza variabile, le forze di taglio di calcolo devono essere modificato dal contributo corrispondente alle componenti delle risultanti di trazione e compressione perpendicolari all'asse dell'elemento.
- P(5) Nel calcolo di  $V_{sd}$  in strutture precomprese si deve tenere conto dell'effetto dell'inclinazione delle armature di precompressione.

- P(6) Nel determinare l'area di armatura longitudinale necessaria in zone soggette a taglio, si deve tenere conto di un possibile incremento della forza di trazione oltre il valore corrispondente al momento flettente.
- (7) Questo incremento viene coperto dalle regole di traslazione date in 5.4.2.1.

#### 4.3.2.2. Metodo di calcolo a taglio

- (1) Il metodo di calcolo a taglio, esposto nelle sezioni seguenti, si basa su tre valori della resistenza di calcolo:
- $V_{Rd1}$  Resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio (vedere 4.3.2.3);
  - $V_{Rd2}$  Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura delle bielle compresse convenzionali di calcestruzzo (vedere 4.3.2.3, 4.3.2.4.3, 4.3.2.4.4);
  - $V_{Rd3}$  Forza di taglio di calcolo che può essere sopportata da un elemento con armatura a taglio (vedere 4.3.2.4.3 e 4.3.2.4.4).
- (2) la sezioni in cui il taglio di calcolo  $V_{Sd}$  è minore di  $V_{Rd1}$ , non richiedono armature per il taglio di calcolo ma, eccetto nei casi definiti in 4.3.2.1 P(2) e (3), deve di regola essere prevista una armatura minima a taglio in accordo con 5.4.

- (3) Per le sezioni in cui  $V_{Sd}$  è maggiore di  $V_{Rd1}$ , va di regola prevista una armatura a taglio tale che:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

Di regola il quantitativo di armatura a taglio non deve essere minore del valore dato in 6.4.2.2.

- (4) In mancanza di analisi più rigorose, in nessuna sezione di un qualunque elemento la forza di taglio di calcolo deve di regola essere maggiore di  $V_{Rd2}$  (vedere 4.3.2.3). Se l'elemento è soggetto a una compressione assiale,  $V_{Rd2}$ , di regola, deve essere ridotto secondo la seguente equazione [4.15]:

$$V_{Rd2,red} = 1,67 V_{Rd2} (1 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) \leq V_{Rd2} \quad [4.15]$$

dove:  $V_{Rd2,red}$  è il valore ridotto di  $V_{Rd2}$ ;

$\sigma_{cp,eff}$  è la tensione media efficace nel calcestruzzo dovuta alla forza assiale.

$\sigma_{cp,eff}$  è data dalla seguente equazione [4.16]:

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - f_{yk} A_{s2} / \gamma_s) / A_c \quad [4.16]$$

dove:  $N_{Sd}$  è la forza assiale di calcolo;

$A_{s2}$  è l'area di armatura che risulta compressa allo stato limite ultimo;

$f_{yk}$  è lo snervamento dell'acciaio compresso ( $f_{yk} / \gamma_s$  non deve, di regola, essere maggiore di 400 N/mm<sup>2</sup>);

$A_c$  è l'area totale della sezione trasversale di calcestruzzo.

- (5) Vicino agli appoggi, dove la configurazione di carichi concentrati e la reazione di appoggio è tale che una parte dei carichi può essere trasferita all'appoggio per compressione diretta (appoggio diretto), si può ammettere un incremento della resistenza a taglio  $V_{Rd1}$  [vedere (9) seguente]. Tale incremento di  $V_{Rd1}$  sarà ignorato nella determinazione di  $V_{Rd2}$ .
- (6) Il raggiungimento di  $V_{Rd1}$  dipende in modo significativo da un appropriato ancoraggio delle armature tese, o di quelle di precompressione, da una parte e dall'altra di ogni possibile piano di rottura. Nel punto 5 sono date regole per soddisfare questa condizione.
- (7) Per i casi in cui  $V_{Sd} > V_{Rd1}$ , due metodi di calcolo sono dati nei punti seguenti:
- il metodo normale (4.3.2.4.3);
  - il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio (4.3.2.4.4).

Il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio consente maggior libertà nella disposizione dell'armatura rispetto al metodo normale. Ciò porta frequentemente a economie sostanziali nell'armatura a taglio, ma può richiedere incrementi della quantità di acciaio longitudinale in trazione. Tale metodo deve, di regola, essere utilizzato quando un elemento è soggetto a combinazione di taglio e torsione.

- (8) Se l'anima contiene guaine iniettate aventi diametro  $\varnothing > b_w/8$  la resistenza a taglio  $V_{Rd2}$ , di regola, deve essere calcolata sulla base di uno spessore nominare dell'anima dato da:

$$b_{w,nom} = b_w - 1/2 \Sigma \emptyset$$

dove:  $\Sigma \emptyset$  è determinato per il livello più sfavorevole.

- (9) Per elementi senza armatura a taglio, e per elementi con armatura a taglio quando viene utilizzato il metodo normale di calcolo a taglio (4.3.2.4.3) e quando le condizioni stabilite in (11) sono soddisfatte, è permesso un incremento della resistenza a taglio, solo per i carichi concentrati situati ad una distanza  $x \leq 2,5 d$  dal filo dell'appoggio [punto (5) precedente]. Unicamente a tal fine il valore  $\tau_{Rd}$  nella equazione [4.18] nella stima di  $V_{Rd1}$  può essere moltiplicato per un fattore  $\beta$  pari a:

$$\beta = 2,5 d/x, \quad \text{con } 1,0 \leq \beta \leq |5,0| \quad [4.17]$$

Quando questo incremento viene considerato,  $V_{Rd1}$  e l'armatura a taglio devono di regola essere calcolati in tutte le sezioni critiche sulla distanza  $2,5 d$  dal filo dell'appoggio, adottando invece  $\beta = 1,0$  dal lato della campata per i carichi concentrati pertinenti; la massima armatura a taglio così ottenuta deve, di regola, essere disposta sull'intera distanza pari a  $2,5 d$  dall'appoggio.

Nel caso in cui il carico dominante su una trave sia un carico concentrato vicino a un appoggio, tale procedura può condurre ad adottare l'armatura minima per tutta la trave. Occorre allora essere prudenti, e il progettista potrà fare riferimento, per la resistenza, al valore di  $V_{Rd1}$  non incrementato.

- (10) A causa dell'incremento di resistenza dovuto al trasferimento diretto dei carichi vicini agli appoggi, per travi o piastre con carico uniformemente distribuito sarà generalmente cautelativo assumere nel tratto terminale il valore di  $V_{Sd}$  calcolato alla distanza  $d$  da un appoggio diretto.
- (11) Quando si tiene conto della resistenza a taglio incrementato vicino agli appoggi come indicato in (9) e (10), devono, di regola, essere soddisfatte le seguenti condizioni:
- il carico e le reazioni di appoggio sono tali da creare una compressione diagonale nell'elemento (appoggio diretto);
  - a un appoggio di estremità tutta l'armatura tesa richiesta alla distanza pari a  $2,5 d$  dall'appoggio deve, di regola, essere ancorata all'intorno dell'appoggio;
  - a un appoggio intermedio l'armatura tesa richiesta al filo dell'appoggio deve di regola proseguire per almeno  $2,5 d + l_{b,net}$  nella campata.

#### 4.3.2.3. Elementi che non richiedono armature a taglio ( $V_{Sd} < V_{Rd1}$ )

- (1) La resistenza a taglio di calcolo  $V_{Rd1}$  è data da:

$$V_{Rd1} = \left[ \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) + |0,15| \sigma_{cp} \right] b_w d \quad [4.181]$$

dove:  $\tau_{Rd}$  è la resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento ( $0,25 f_{ctk0,05} / \gamma_c$ ). Il valore di  $\gamma_c$  deve di regola essere assunto pari a  $|1,5|$  (I :  $|1,5|$  o  $|1,6|$  come in prospetto 2.3).

I valori di  $\tau_{Rd}$  sono dati nel prospetto 4.8;

$k$  è =  $|1|$  per elementi in cui più del 50% dell'armatura inferiore è interrotta. In caso contrario:

$k$  è =  $|1,6 - d \geq 1|$  ( $d$  in metri);

$\rho_l$  è =  $\frac{A_{sl}}{b_w d} \leq |0,02|$ ;

$A_{sl}$  è l'area delle armature di trazione che si estende per non meno di  $d + l_{b,net}$  oltre la sezione considerata (vedere fig. 4.12). Il valore di  $l_{b,net}$  è definito in 5.2.2.3 e nella fig. 5.2;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione lungo l'altezza efficace;

$\sigma_{cp}$  è =  $N_{Sd} / A_c$ ;

$N_{Sd}$  è la forza longitudinale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (compressione positiva).

Prospetto 4.8 - Valori di  $\tau_{Rd}$  (N/rnm<sup>2</sup>) con  $\gamma_c = |1,5|$  (I :  $|1,5|$  o  $|1,6|$ ) per diverse resistenze del calcestruzzo

	$f_{ck}$	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$\gamma_c = 1.5$	$\tau_{Rd}$	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.44	0.48
$\gamma_c = 1.6$	$\tau_{Rd}$	0.17	0.21	0.24	0.28	0.32	0.35	0.38	0.41	0.45

*Nota: Il prospetto riporta i valori incasellati proposti per l'Italia; la prima riga (da utilizzare per strutture in cemento armato precompresso) coincide con quella europea, i valori della seconda riga sono da utilizzare per strutture in cemento armato ordinario.*

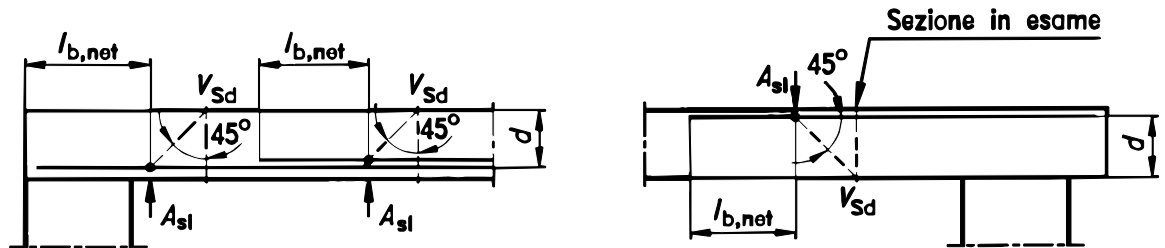


Fig. 4.12 - Definizione di  $A_{sl}$  [da utilizzare nell'equazione (4.18)]

- (2) L'equazione (4.18) si applica alle zone di ancoraggio degli elementi pretesi qualora siano soddisfatti i requisiti di ancoraggio di 4.2.3.5.6.
- (3) Nelle verifiche di sezioni nelle quali non siano richieste armature a taglio, la resistenza di calcolo  $V_{Rd2}$  è data da:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0,9 d \quad [4.19]$$

dove:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad [4.20]$$

#### 4.3.2.4. Elementi che richiedono armature a taglio ( $V_{Sd} > V_{Rd1}$ )

##### 4.3.2.4.1. Generalità

- P(1) Nelle travi le armature rialzate non devono essere utilizzate come armature a taglio se non in combinazione con staffe. Almeno il 50% del valore di  $V_{Sd}$  deve essere assorbito da staffe verticali.
- P(2) Dove siano impiegate armature a taglio inclinate, l'angolo tra le armature e l'asse longitudinale della trave non deve, di regola, essere minore di 45°.
- P(3) Dove il carico non agisca all'estradosso della trave, o quando l'appoggio non sia all'intradosso della trave, si devono disporre ulteriori armature per riportare gli sforzi all'estradosso del traliccio resistente.

##### 4.3.2.4.2. Elementi di altezza costante

- P(1) Per la verifica a taglio si considera l'elemento come costituito da membrature compresse e tese separate da una distanza pari al braccio di leva interno  $z$ . La zona di taglio ha profondità  $z$  e larghezza  $b_w$ . Il braccio di leva è calcolato perpendicolarmente alle armature longitudinali ignorando l'effetto delle armature rialzate.
- (2) La simbologia utilizzata è indicata nella fig. 4.13.

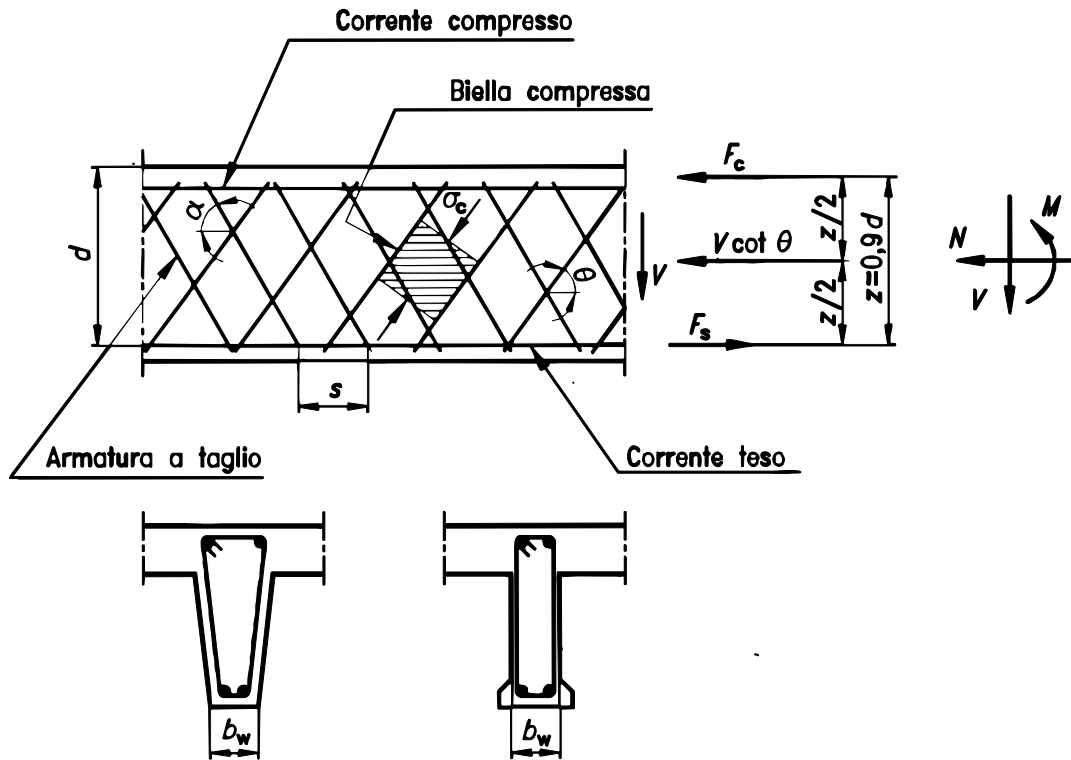


Fig. 4.13 - Simbologia per elementi soggetti a taglio

I parametri indicati nella fig. 4.13 sono:

- $\alpha$  angolo tra armature a taglio e asse longitudinale;
- $\theta$  angolo tra bielle compresse di calcestruzzo e asse longitudinale;
- $F_s$  forza di trazione nell'armatura longitudinale;
- $F_c$  forza di compressione nel calcestruzzo nella direzione dell'asse longitudinale;
- $b_w$  larghezza minima dell'anima;
- $z$  per un elemento di altezza costante indica il braccio di leva interno corrispondente al massimo momento flettente nell'elemento considerato. Nell'analisi a taglio, può essere di regola usato il valore approssimato  $z = 0,9 d$ . In elementi con armature di precompressione inclinate, l'armatura longitudinale del corrente teso deve essere, di regola, predisposta per sopportare la forza di trazione longitudinale dovuta al taglio definita dall'equazione [4.30].

- (3) La tensione nel puntone di calcestruzzo deve, di regola, essere limitata a  $\sigma_c \leq v f_{cd}$ , dove  $v$  è il fattore di efficienza dato da:

$$v = 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \quad (f_{ck} \text{ in } \text{N/mm}^2) \quad [4.21]$$

- (4) Alla disposizione delle armature a taglio si applicano le seguenti prescrizioni:
- percentuale minima di armatura a taglio secondo 5.4.2.2;
  - limitazione delle aperture delle fessure nell'anima secondo 4.4.2;
  - disposizione delle armature a taglio secondo 5.4.2.

#### 4.3.2.4.3. Metodo normale

- (1) La resistenza a taglio di una sezione con armature a taglio è data dall'equazione:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad [4.22]$$

dove:  $V_{cd}$  è il contributo del calcestruzzo ed è uguale a  $V_{Rd1}$ , calcolato secondo 4.3.2.3 o al valore incrementato dato in 4.3.2.2 (g);

$V_{wd}$  è il contributo delle armature a taglio.

- (2) Il contributo delle armature verticali a taglio è dato dall'equazione:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} \quad [4.23]$$

dove:  $A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;  
 $s$  è il passo delle staffe;  
 $f_{ywd}$  è lo snervamento di calcolo delle armature a taglio.

- (3) Il contributo delle armature a taglio inclinate è dato dall'equazione:

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [4.24]$$

dove:  $s$  è il passo misurato sull'asse longitudinale (vedere fig. 4.13).

- (4) Nella verifica a schiacciamento del puntone compresso,  $V_{Rd2}$  è dato dall'equazione:

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} v f_{cd} b_w 0,9 d (1 + \cot \alpha) \quad [4.25]$$

Per staffe verticali o per staffe combinate con armature rialzate  $\cot \alpha$ , viene assunto pari a zero.

- (5) Le forze nei correnti tesi delle travi possono essere ottenute dall'equazione [4.30] ponendo  $\cot \theta = |1|$ .

#### 4.3.2.4.4. Metodo dell'inclinazione variabile del traliccio

- (1) La simbologia utilizzata è data nella fig. 4.13. L'angolo  $\theta$  tra il puntone compresso e l'asse longitudinale è limitato a:

$$|0,4| < \cot \theta < |2,5| \quad (\text{I: } |1,0| < \cot \theta < |2,0|)$$

per travi con armature longitudinali non interrotte, ed a:

$$|0,5| < \cot \theta < |2,0| \quad (\text{I: } |1,0| < \cot \theta < |2,0|)$$

per travi con armature longitudinali interrotte. Altri valori di  $\theta$  possono essere usati a condizione che possano essere giustificati.

- (2) Per elementi con armature a taglio verticali, le resistenze a taglio sono definite da:

$$V_{Rd2} = \frac{b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [4.26]$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad [4.27]$$

con la condizione

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} v f_{cd}$$

Il fattore di efficienza  $v$  è dato dall'equazione [4.21]. Il braccio di leva  $z$  può essere assunto pari a  $0,9 d$ .

- (3) Per elementi con armature a taglio inclinate, la resistenza a taglio è definita da:

$$V_{Rd2} = \frac{b_w z v f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta} \quad [4.28]$$

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad [4.29]$$

con la condizione:

$$\frac{A_{sw} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{(1/2) v f_{cd} \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$$

Il braccio di leva  $z$  può essere assunto pari a  $0,9 d$ .

- (4) Per determinare il minimo quantitativo di armature a taglio, per tensioni di taglio basse o medie, i limiti superiori dati per  $\cot \theta$  nel punto (1) governano di norma il progetto. Per tensioni di taglio più elevate, il più grande valore di  $\cot \theta$  (corrispondente al minimo quantitativo di armatura) può essere determinato uguagliando la forza di taglio di progetto  $V_{Sd}$  a  $V_{Rd2}$ .



Il valore di  $\cot \theta$  può anche essere scelto in modo da ottimizzare il progetto, per esempio riducendo al minimo il quantitativo totale di armatura.

- (5) La forza di trazione nelle armature longitudinali può essere calcolata con :

$$T_d = \frac{|M_{Sd}|}{z} + \frac{1}{2} |V_{Sd}| (\cot \theta - \cot \alpha) \quad [4.30]$$

Il braccio di leva  $z$  può essere assunto pari a  $0,9 d$ .

- (6) In alternativa all'equazione [4.30], la curva  $T_d$  può essere costruita traslando la curva  $M_{Sd}/z$  di una quantità pari a  $(\cot \theta - \cot \alpha) z / 2 = 0,9 d (\cot \theta - \cot \alpha)$  in modo che  $M_{Sd}/z$  sia sempre incrementato (regola della traslazione, vedere 5.4.2).
- (7) In corrispondenza di appoggi indiretti le armature longitudinali devono essere in grado di assorbire la forza di trazione  $T_d$  definita dall'equazione [4.30].
- (8) Il secondo termine dell'equazione [4.30] fornisce l'incremento della forza di trazione oltre il valore determinato tenendo conto del solo momento flettente.

#### 4.3.2.4.5. Elementi di altezza variabile

- (1) Tenendo conto della variazione del braccio di leva interno, la forza di taglio di progetto è data da:

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{ccd} - V_{td} \quad [4.31]$$

dove:  $V_{od}$  è la forza di taglio di progetto nella sezione;

$V_{ccd}$  è la componente parallela a  $V_d$  della forza agente nella zona compressa;

$V_{td}$  è la componente parallela a  $V_{od}$  della forza agente nella zona tesa;

$V_{ccd}$  e  $V_{td}$  sono assunti positivi se agenti nello stesso verso di  $V_{od}$ .

- (2) la riduzione di  $V_{od}$  determinata dall'equazione [4.31] può essere combinata con la riduzione secondo 4.3.2.4.6 solo se si può dare una adeguata giustificazione.

#### 4.3.2.4.6. Elementi con armature di precompressione inclinate

- (1) Tenendo conto dell'effetto di armature di precompressione inclinate, la forza di taglio di progetto è data da:

$$V_{Sd} = V_{od} - V_{pd} \quad [4.32]$$

dove:  $V_{pd}$  è la componente della forza dell'armatura di precompressione inclinata, parallela a  $V_{od}$ ;

$V_{pd}$  è assunta positiva se agente nello stesso verso di  $V_{od}$ .

Nota - La [4.32] si applica in combinazione con la [4.18].

- (2) Relativamente al valore di  $V_{pd}$  nell'equazione [4.32], si devono, di regola, distinguere due casi:

Caso 1: la tensione nelle armature non è maggiore al valore caratteristico  $f_{p0,1k}$ : la forza di precompressione da assumere è il valore medio  $P_{mt}$  tenuto conto delle perdite [vedere 2.5.4.2 P(1)] moltiplicato per il coefficiente di sicurezza pertinente (generalmente  $\gamma_p = 0,9$ ).

Caso 2 La tensione dell'acciaio nelle armature è maggiore di  $f_{p0,1k}$ : la forza di precompressione è calcolata con  $f_{p0,1k}/\gamma_s$ .

- (3) Si applica quanto indicato in 4.3.2.4.5 (2).
- (4) Nell'analisi a taglio, l'altezza efficace  $d$  viene calcolata ignorando i cavi inclinati.

#### 4.3.2.5. Taglio tra piattabanda e anima

- P(1) La resistenza a taglio della piattabanda può essere calcolata considerando la stessa come un sistema di puntoni compressi combinati con bielle tese costituite da armature.

- P(2) Lo stato limite ultimo può essere raggiunto o per compressione nei puntoni o per trazione nei tiranti che assicurano la connessione tra i lati della piattabanda e l'anima. Deve essere disposto un quantitativo minimo di armature (vedere il punto 5).

- (3) Il valore medio della forza di scorrimento longitudinale per unità di lunghezza è definito da:

$$V_{Sd} = \Delta F_d / a_v \quad [4.33]$$

dove:  $\Delta F_d$  è la variazione della forza longitudinale agente in una sezione della piattabanda sulla distanza  $a_v$  (vedere fig. 4.14);  
 $a_v$  è la distanza tra i punti di momento nullo e massimo (vedere fig. 4.14).

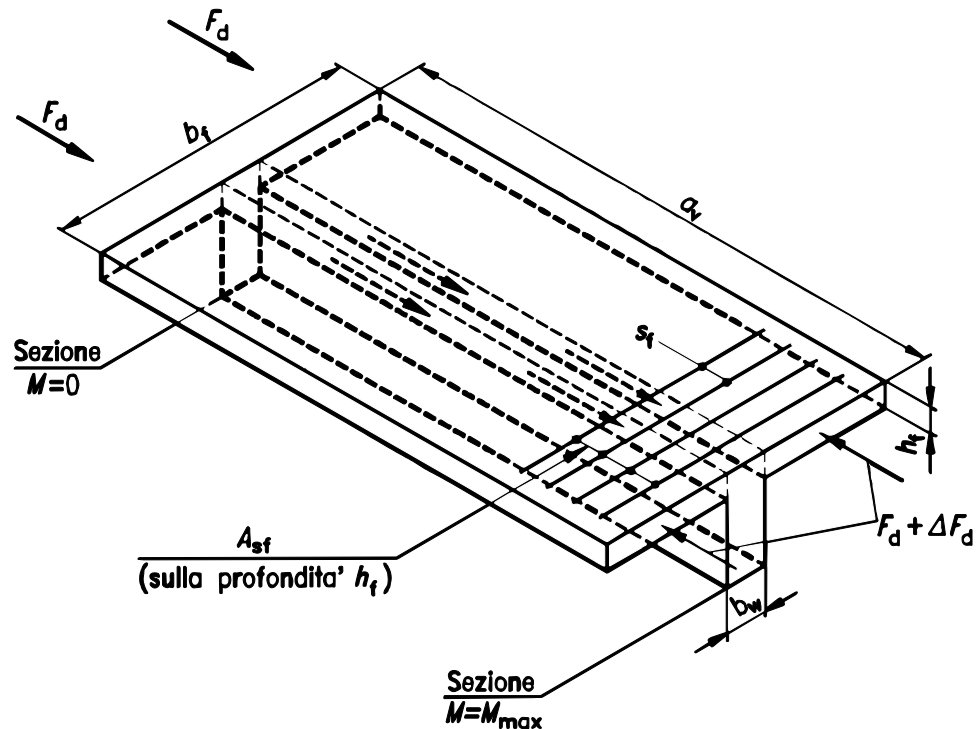


Fig. 4.14 - Simbologia per la connessione anima-piattabanda

- (4) In assenza di calcoli più rigorosi, di regola deve essere verificato che sia:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad [4.34]$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad [4.35]$$

con:

$$V_{Rd2} = 0.2 f_{cd} h_f \quad [4.36]$$

$$V_{Rd3} = 2.5 \tau_{Rd} h_f + (A_{sf} / s_f) f_{yd} \quad [4.37]$$

$\tau_{Rd}$  è definito nel prospetto 4.8 in 4.3.2.3. Per  $A_{sf}$  e  $s_f$  vedere fig. 4.14.

- (5) Se, nella sezione dove  $M = M_{max}$ , la piattabanda è soggetta a forze di trazione, il contributo del calcestruzzo ( $2,5 \tau_{Rd} h_f$ ) nell'equazione (4.37) deve, di regola, essere trascurato.
- (6) Nel caso di taglio tra piattabanda e anima combinato a flessione trasversale della piattabanda deve, di regola, essere predisposto il quantitativo di armatura maggiore tra quello richiesto per soddisfare l'equazione [4.37] e quello necessario per la flessione trasversale.

### 4.3.3. Torsione

#### 4.3.3.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$A_k$	Area racchiusa dalla linea media di una sezione trasversale a pareti sottili (comprendente l'area di eventuali cavità interne)
$A_{sl}$	Area di armatura longitudinale aggiuntiva richiesta per la torsione
$T_{Rd1}$	Massimo momento torcente sopportato dalle bielle compresse
$T_{Rd2}$	Massimo momento torcente sopportato dall'armatura
$V_{Rd1}$	Resistenza al taglio di calcolo di una sezione costituita da elementi privi di armatura a taglio
$V_{Rd2}$	Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dell'anima
$t$	Spessore di parete
$u$	Perimetro esterno di una sezione di area $A$

$u_k$	Perimetro dell'area $A_k$
$\theta$	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale della trave
$v$	Fattore di efficienza
$\tau_{Sd}$	Tensione tangenziale dovuta alla torsione

4.3.3.1. Torsione pura

P(1) Qualora l'equilibrio statico di una struttura dipenda dalla resistenza torsionale degli elementi che la compongono sarà necessario un calcolo completo della torsione nei riguardi sia degli stati limite ultimi che di esercizio.

Qualora, in strutture iperstatiche, la torsione insorga solo per esigenze di compatibilità e la stabilità della struttura non dipenda dalla resistenza torsionale, non sarà generalmente necessario considerare la torsione allo stato limite ultimo.

Nei casi in cui la torsione non è essenziale per la stabilità, la torsione derivante da disposizioni geometriche degli elementi strutturali può richiedere adeguati accorgimenti per limitare un'eccessiva fessurazione allo stato limite d'esercizio.

(2) Nei casi in cui la torsione non debba essere considerata allo stato limite ultimo, per evitare una fessurazione eccessiva deve, di regola, essere disposta un'armatura minima sotto forma di staffe e barre longitudinali. Le indicazioni previste in 4.4.2, 5.4.2.2 e 5.4.2.3 sono normalmente sufficienti a tal fine.

(3) La resistenza torsionale delle sezioni è calcolata sulla base di una sezione chiusa a pareti sottili. Le sezioni piene sono sostituite da sezioni equivalenti a pareti sottili. Le sezioni di forma complessa, come le sezioni a T, sono suddivise in una serie di sottosezioni, ciascuna delle quali è modellata come una sezione equivalente a pareti sottili: la resistenza torsionale totale è calcolata come somma dei contributi dei singoli elementi. Il momento resistente torsionale sopportato da ogni singola sottosezione non deve di regola differire troppo da quello calcolato sulla base di un calcolo elastico con sezione non fessurata. Per sezioni cave lo spessore della parete equivalente non deve di regola superare lo spessore effettivo. Il momento torcente sopportato dai singoli elementi secondo la teoria elastica può essere valutato sulla base della rigidezza torsionale alla St. Venant. La rigidezza torsionale alla St. Venant di una sezione non rettangolare può essere ottenuta dividendo la sezione in una serie di rettangoli e sommando le rigidezze torsionali di tali rettangoli. La suddivisione della sezione va di regola eseguita in modo da rendere massima la rigidezza così calcolata.

P(4) L'armatura di torsione deve consistere di staffe chiuse combinate con barre longitudinali distribuite lungo il perimetro della sezione. Barre longitudinali devono essere sempre disposte a tutti gli angoli della sezione (vedere 5.4.2.3).

(5) Il momento torcente di calcolo deve, di regola, soddisfare le due condizioni seguenti:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1} \tag{4.38}$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \tag{4.39}$$

dove:  $T_{Rd1}$  è il massimo momento torcente che può essere sopportato dalle bielle di calcestruzzo compresse

$T_{Rd2}$  è il massimo momento torcente che può essere sopportato dalla armatura

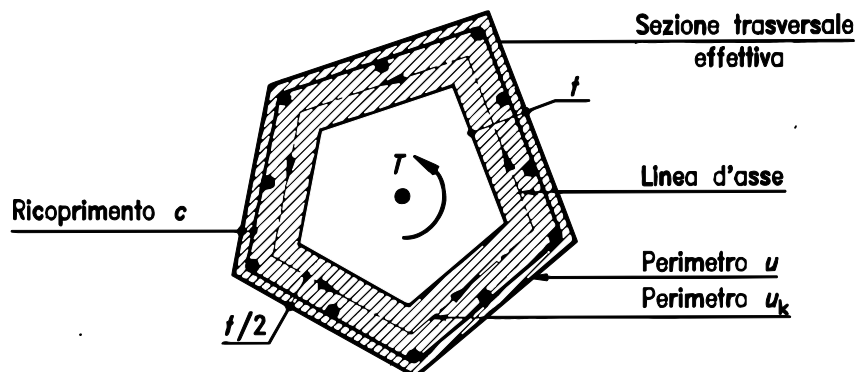


Fig. 4.15 - Simbologia utilizzata in 4.3.3.1

- (6) Il momento resistente torcente
- $T_{Rd1}$
- è dato da:

$$T_{Rd1} = \frac{2 v f_{cd} t A_k}{\cot \theta + \tan \theta} \quad [4.40]$$

dove:  $t \leq A/u \leq$  dello spessore effettivo della parete. Nel caso di una sezione piena  $t$  rappresenta lo spessore equivalente della parete. Uno spessore minore di  $A/u$  può essere utilizzato nel caso in cui sia  $T_{Sd} \leq T_{Rd1}$ , dove  $T_{Rd1}$  è determinato dall'equazione (4.40). Non è permesso uno spessore minore a due volte il copriferro  $c$  delle barre longitudinali;

$u$  è il perimetro esterno;

$A$  è l'area totale della sezione retta racchiusa nel perimetro esterno, comprese le aree delle cavità interne;

$A_k$  è l'area compresa all'interno della linea media della sezione trasversale a pareti sottili, comprese le cavità interne.

$$v = 0,7 \left( 0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0,35 \quad (f_{ck} \text{ in N/mm}^2) \quad [4.41]$$

Questo valore di  $v$  si applica se ci sono staffe solo lungo il perimetro esterno dell'elemento. Se si dispongono staffe chiuse su entrambi le facce di ciascun elemento della sezione cava equivalente, o di ciascun elemento di una sezione a cassone,  $v$  può essere assunto pari a  $(0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,5$ .

$\theta$  è l'angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale della trave, di regola scelto in modo che sia:

$$|0,4| < \cot \theta < |2,5| \quad (\text{I: } |1,0| < \cot \theta < |2,0|) \quad [4.42]$$

È possibile usare altri valori di  $\theta$  se adeguatamente giustificati.

- (7) Il momento resistente torcente
- $T_{Rd2}$
- è dato da:

$$T_{Rd2} = 2 A_k f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} \cot \theta \quad [4.43]$$

e l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale per torsione è data dall'equazione:

$$A_{sl} f_{yld} = \frac{T_{Rd2} u_k}{2 A_k} \cot \theta \quad [4.44]$$

dove:  $u_k$  è il perimetro dell'area  $A_k$ ;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di calcolo delle staffe;

$f_{yld}$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura longitudinale  $A_{sl}$ ;

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale delle barre usate come staffe;

$A_{sl}$  è l'area aggiuntiva di acciaio longitudinale richiesta per la torsione.

Quando l'armatura è nota,  $\theta$  e  $T_{Rd2}$  possono essere determinati con le equazioni [4.44] e [4.45].

$$\tan^2 \theta = \frac{\frac{A_{sw}}{s} f_{ywd}}{\frac{A_{sl}}{u_k} f_{yld}} \quad [4.45]$$

$$T_{Rd2} = 2 A_k \sqrt{\frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} \frac{A_{sl}}{u_k} f_{yld}} \quad [4.46]$$

Se il valore risultante di  $\theta$  supera i limiti dati da [4.42], dove di regola essere assunto il limite più vicino.

- (8) Si assume che la risultante delle forze di trazione
- $F_{sl} = A_{sl} f_{yld}$
- agisca nel baricentro della sezione cava equivalente: una parte dell'acciaio longitudinale (o delle armature di precompressione) può pertanto essere disposta lungo la linea d'asse dell'elemento; comunque, per assicurare che la spinta verso l'esterno esercitata dalle bielle compresse sia trasmessa alle staffe, è necessario che almeno una barra longitudinale sia posta a ogni angolo della sezione effettiva.

- (9) Per torsione pura valgono i seguenti requisiti di disposizione delle armature:
- percentuale minima di armatura in 5.4.2.2;
  - limitazione dell'apertura delle fessure in 4.4.2;
  - disposizione dell'armatura in 5.4.2.3.

#### 4.3.3.2. Effetti combinati di azioni

##### 4.3.3.2.1. Procedimento generale

- (1) Si usa lo stesso procedimento descritto per la torsione pura per definire una sezione chiusa equivalente a pareti sottili.  
Le tensioni normali e tangenziali in tale sezione si determinano con i metodi di calcolo convenzionali elastico o plastico.
- (2) Quando siano state calcolate le tensioni, l'armatura necessaria in ogni punto della sezione a pareti sottili può essere determinata con le formule per lo stato di tensione biassiale. Analogamente può essere determinata la tensione del calcestruzzo. L'armatura così trovata, se non è praticamente realizzabile, può essere sostituita con un'altra disposizione staticamente equivalente, a condizione che gli effetti di tale modifica siano presi in conto nelle zone vicine a fori e alle estremità della trave (vedere A.2.8).
- (3) La tensione nel calcestruzzo risultante da taglio e torsione combinati nelle singole pareti della sezione equivalente a pareti sottili non deve, di regola, essere maggiore di  $\sigma_c = v f_{cd}$  dove  $v$  è dato dall'equazione [4.41] in 4.3.3.1.
- (4) Per sezioni a cassone, con armatura su entrambe le facce di ogni parete, nel caso di tensioni tangenziali originate da taglio e torsione combinati  $v$  può essere assunto pari a  $(0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,5$ .

##### 4.3.3.2.2. Procedimento semplificato

###### Torsione combinata con flessione e/o forze longitudinali

- (1) Le armature longitudinali richieste per flessione e torsione devono, di regola, essere determinate separatamente, rispettivamente secondo (4.3.1) e quanto indicato in questa sezione. Si applicano inoltre le seguenti regole:
- nella zona tesa per flessione, l'armatura longitudinale di torsione va di regola aggiunta a quella richiesta per resistere alla flessione e alle forze assiali;
  - nella zona compressa per flessione, se la tensione di trazione dovuta alla torsione è minore della tensione di compressione nel calcestruzzo dovuta alla flessione, non è necessaria armatura longitudinale aggiuntiva per torsione.
- (2) Nelle zone in cui la torsione è combinata con un momento flettente significativo, possono insorgere tensioni principali critiche nella zona di compressione, in particolare nelle travi a cassone. In tali casi la tensione principale di compressione non deve di regola essere maggiore di  $\alpha f_{cd}$ , (vedere 4.2.1.3.3), essendo tale tensione ricavata dalla compressione longitudinale media per flessione e dalla tensione tangenziale dovuta alla torsione, assunta pari a

$$\tau_{Sd} = \frac{T_{Sd}}{2 A_k t}. \text{ Per } A_k \text{ e } t, \text{ vedere 4.3.3.1.}$$

###### Torsione combinata con taglio

- (3) Il momento torcente di calcolo e il taglio di calcolo applicato,  $T_{Sd}$  e  $V_{Sd}$  rispettivamente, devono di regola soddisfare la seguente condizione:

$$\left[ \frac{T_{Sd}}{T_{Rd1}} \right]^2 + \left[ \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \right]^2 \leq 1 \quad [4.47]$$

dove:  $T_{Rd1}$  è il momento resistente torcente di calcolo, valutato con l'equazione [4.40];  
 $V_{Rd2}$  è il taglio resistente di calcolo relativo a una biella inclinata di un angolo  $\theta$ , valutato con l'equazione [4.26] o [4.28] in 4.3.2.4.4.

- (4) I calcoli per il progetto delle staffe possono essere effettuati separatamente, per la torsione secondo 4.3.3.1 e per il taglio secondo le equazioni [4.27] o [4.29] in 4.3.2.4.4.

L'angolo  $\theta$  delle bielle equivalenti di calcestruzzo è lo stesso sia per la torsione che per il taglio.

- (5) Per una sezione piena approssimativamente rettangolare non è necessaria armatura a taglio e a torsione, tranne l'armatura minima data in 5.4.2.2 (5) prospetto 5.5, se sono soddisfatte le seguenti condizioni:

$$T_{Sd} \leq \frac{V_{Sd} b_w}{4,5} \quad [4.48]$$

$$V_{Sd} \left[ 1 + \frac{4,5 T_{Sd}}{V_{Sd} b_w} \right] \leq V_{Rd1} \quad [4.49]$$

#### 4.3.3.3. Torsione di ingobbamento

- P(1) Le tensioni dovute all'ingobbamento impedito di una sezione (tensioni di ingobbamento) possono risultare significative e può essere necessario tenerle in considerazione.
- (2) Generalmente, allo stato limite ultimo, risulta cautelativo ignorare le tensioni di ingobbamento.
- (3) Per sezioni chiuse a parete sottile e per sezioni piene le tensioni di ingobbamento possono normalmente essere ignorate.

### 4.3.4. Punzonamento

#### 4.3.4.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$N_{pd}$	Forza di precompressione corrispondente al valore iniziale senza perdite ( $P_{m0}$ in 2.5.4 e 4.2.3)
$V_{Rds}$	Resistenza totale a taglio per flessione e punzonamento
$d_{crit}$	Distanza della sezione critica di punzonamento dall'asse del pilastro
$d_{crit,ex}$	Vedere fig. 4.23
$d_{crit,in}$	Vedere fig. 4.23
$d_H$	Altezza utile equivalente per la verifica di un capitello a punzonamento (vedere fig. 4.23)
$d_x, d_y$	Altezza utile rispettivamente nelle direzioni $x$ e $y$ al punto di intersezione tra la superficie di rottura (di calcolo) e l'armatura longitudinale
$h_H$	Altezza di un capitello allargato (vedere fig. 4.22 e 4.23)
$k$	Coefficiente (equazione 4.56)
$l_1, l_2$	Dimensioni complessivo di un capitello rettangolare
$l_c$	Diametro di un pilastro circolare
$l_{c1}, l_{c2}$	Dimensioni di un pilastro rettangolare
$l_H$	Distanza dalla faccia della colonna allo spigolo del capitello
$l_{H1}, l_{H2}$	Distanza dalla faccia del pilastro allo spigolo corrispondente del capitello in pilastri rettangolari (vedere fig. 4.22 e 4.23)
$l_x, l_y$	Interasse dei pilastri rispettivamente nelle direzioni $x$ e $y$ (vedere fig. 4.24)
$m_{Sdx}, m_{Sdy}$	Momenti flettenti minimi di calcolo rispettivamente nelle direzioni $x$ e $y$ (equazione 4.59)
$u$	Perimetro della sezione critica per punzonamento
$v_{Rd1}$	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza del perimetro critico, per una piastra senza armatura a taglio
$v_{Rd2}$	Massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza del perimetro critico, per una piastra con armatura a taglio
$v_{Rd3}$	Resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza del perimetro critico, per una piastra con armatura a taglio
$v_{Sd}$	Forza di taglio per unità di lunghezza lungo la sezione critica
$\alpha$	Angolo tra l'armatura e il piano della piastra
$\beta$	Coefficiente che tiene conto degli effetti dell'eccentricità del carico (equazione 4.50 e fig. 4.21)
$\eta$	Coefficiente di momento (prospetto 4.9)

$\rho_l$	Rapporto di armatura longitudinale equivalente
$\rho_{lx}$	Rapporto di armatura longitudinale nella direzione $x$
$\rho_{ly}$	Rapporto di armatura longitudinale nella direzione $y$
$\tau_{Rd}$	Resistenza unitaria a taglio di calcolo di riferimento per elementi senza armatura trasversale (prospetto 4.8)

#### 4.3.4.1. Generalità

- P(1) I principi e le regole contenuti in questo punto completano quelli in 4.3.2. Essi si riferiscono al punzonamento di piastre con armature a flessione determinate secondo 4.3.1; si riferiscono inoltre al punzonamento nelle fondazioni e nelle piastre nervate con sezione piena attorno all' "area caricata".
- P(2) Il punzonamento può risultare da un carico concentrato o da una reazione agente su un'area relativamente piccola di una piastra o di una fondazione, definita "area caricata".
- (3) Un modello di calcolo appropriato per la verifica allo stato limite ultimo di punzonamento è riportato nella fig. 4.16.
- P(4) La resistenza a taglio deve essere verificata lungo un perimetro critico definito. Al di fuori del perimetro critico la piastra deve soddisfare i requisiti di cui in 4.3.2.
- (5) Nelle piastre soggette a punzonamento non è di regola consentito ridurre la forza di taglio secondo l'equazione [4.17]. Nelle piastre di fondazione il taglio può essere ridotto per tenere conto della reazione del terreno all'interno del perimetro critico.
- P(6) La resistenza flessionale della piastra deve anche essere verificata indipendentemente secondo 4.3.1.
- P(7) Se lo spessore di una piastra o di una fondazione non è sufficiente ad assicurare una resistenza a punzonamento adeguata, si deve disporre un'armatura a taglio o realizzare dei capitelli o predisporre altri tipi di connettori a taglio.
- (8) Le regole di questa sezione valgono anche per piastre alleggerite con sezione piena attorno all'area caricata, a condizione che l'area piena si estenda per almeno  $1,5 d$  oltre il perimetro critico.

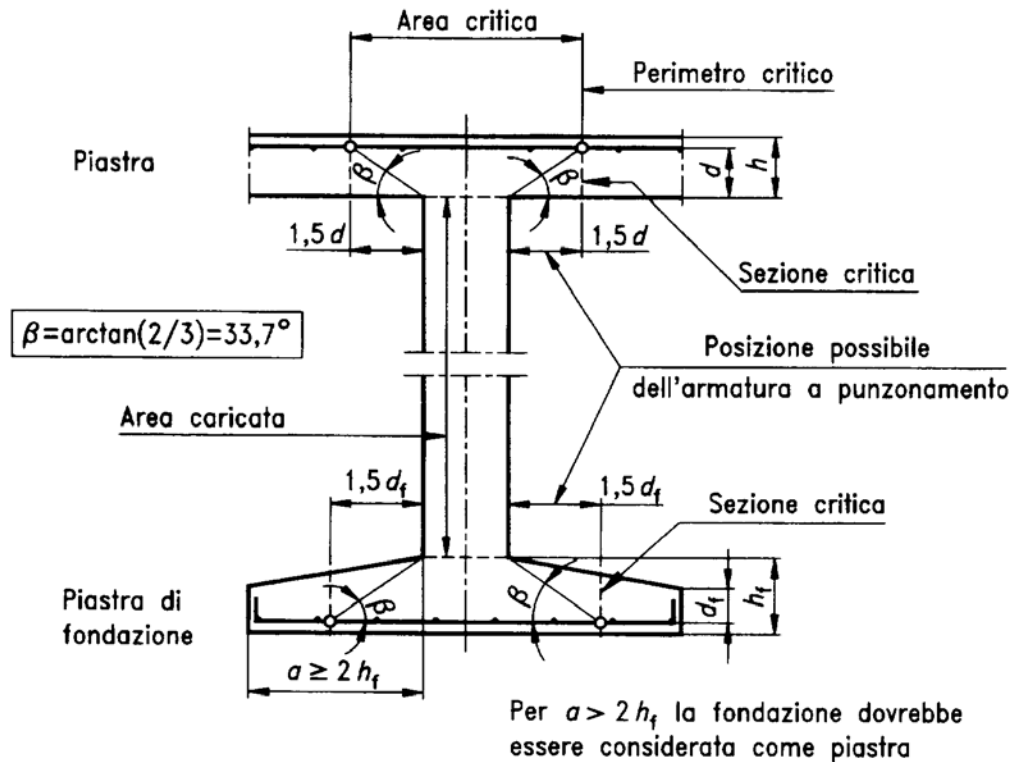


Fig. 4.16 - Modello di calcolo a punzonamento allo stato limite ultimo

- (9) La percentuale di armatura tesa longitudinale in due direzioni perpendicolari  $x$  ed  $y$  (calcolata tenendo conto della eventuale differenza delle altezze utili nelle due direzioni) deve di regola essere maggiore dello 0,5%.
- (10) La componente della forza di precompressione parallela a  $V_{sd}$ , dovuta ad armature di precompressione inclinate poste all'interno dell'area critica può essere considerata secondo 4.3.2.4.6.

#### 4.3.4.2. Scopo e definizioni

##### 4.3.4.2.1. Area caricata

- (1) Le disposizioni di questa sezione si applicano ai seguenti tipi di area caricata:
- Di forma ( $d$  indica l'altezza utile media della piastra):
    - circolare, con diametro non maggiore di  $|3,5 d|$ ;
    - rettangolare, con perimetro non maggiore di  $|11 d|$  ( $I: |10 d|$ ) e rapporto lunghezza larghezza non maggiore di  $|2|$ ;
    - qualunque, con dimensioni limite fissate per analogia con le forme sopra descritte.
  - L'aria caricata non così vicina ad altre aree soggette a forze concentrate da intersecarne il perimetro critico, né situata in una zona soggetta a forze di taglio significative di origine diversa.
- (2) Se le condizioni formulate in (1) a) non sono soddisfatte per muri o pilastri rettangolari, poiché la forza di taglio per appoggi di forma allungata è concentrata negli angoli, vanno di regola considerati, in assenza di un'analisi più dettagliata, solo i perimetri critici della fig. 4.17.

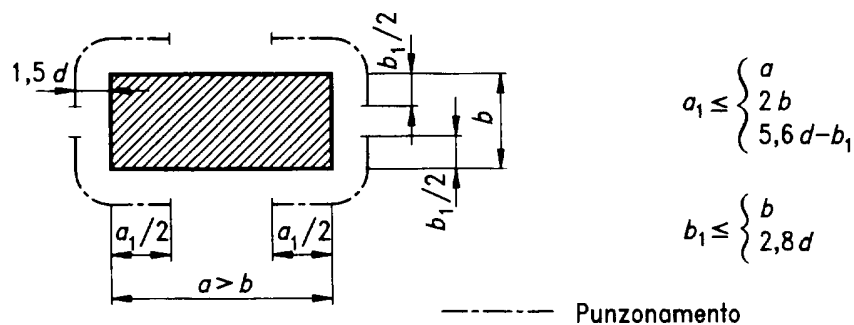


Fig. 4.17 - Applicazione delle prescrizioni sul punzonamento in casi non usuali

##### 4.3.4.2.2. Perimetro critico

- (1) Il perimetro critico per aree caricate circolari o rettangolari lontane da bordi liberi è definito come il perimetro che circonda l'area caricata, a una distanza pari a  $1,5 d$  (vedere fig. 4.18).

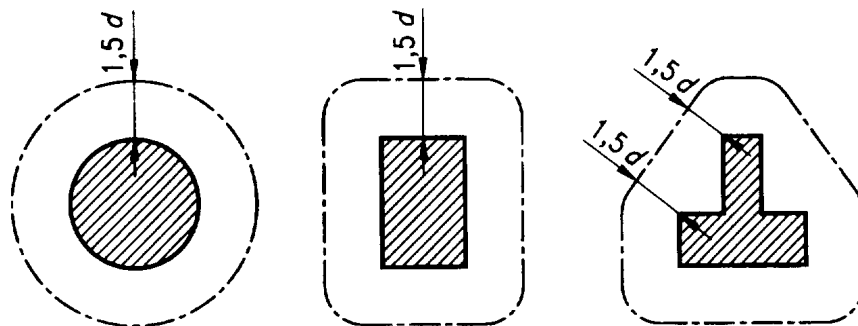


Fig. 4.18 - Perimetro critico di aree caricate lontano da un bordo libero

- (2) Per aree caricate situate vicino ad aperture, se la minore distanza tra il perimetro critico dell'area caricata e il bordo dell'apertura non è maggiore di  $|6 d|$  si considera inefficace quella parte del perimetro critico contenuta tra due tangenti tracciate dal centro dell'area caricata fino al contorno dell'apertura (vedere fig. 4.19).



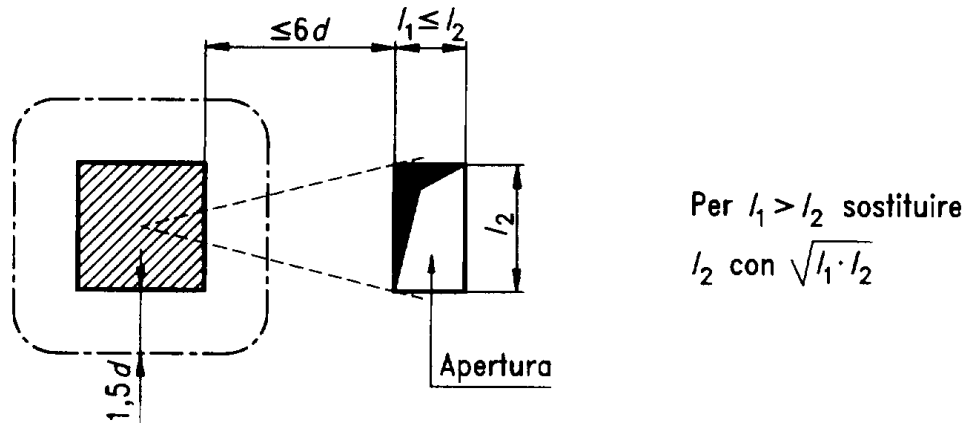


Fig. 4.19 - Perimetro critico in prossimità di un'apertura

- (3) Per un'area caricata situata vicino a un bordo libero o a un angolo, il perimetro critico va di regola assunto come indicato nella fig. 4.20, se risulta un perimetro (escludendo i bordi liberi) minore di quello ottenuto con le indicazioni fornite in (1) e (2).
- (4) Per aree caricate situate vicino o su un bordo libero o vicino o su un angolo, cioè a una distanza minore di  $d$ , è sempre richiesta un'armatura speciale di bordo lungo il bordo stesso (vedere 5.4.3.2.4).

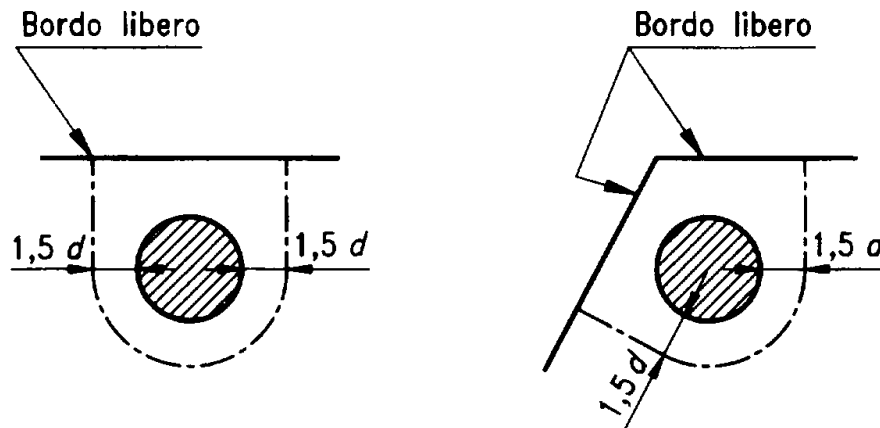


Fig. 4.20 - Sezioni critiche in vicinanza di bordi liberi

#### 4.3.4.2.3. Area critica

- (1) L'area critica è l'area all'interno del perimetro critico.

#### 4.3.4.2.4. Sezione critica

- (1) La sezione critica è la sezione che segue il perimetro critico e si estende sull'altezza utile  $d$ . Per piastre di altezza costante la sezione critica è perpendicolare al piano medio della piastra. Per piastre di altezza variabile (per esempio la piastra di fondazione in fig. 4.16) la sezione critica si assume perpendicolare alle fibre tese.

#### 4.3.4.3. Metodo di calcolo per la verifica a punzonamento

- (1) Il metodo specificato nel seguito è basato su tre valori della resistenza di calcolo a taglio lungo il perimetro critico:
  - $v_{Rd1}$  è la resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per una piastra senza armatura a taglio;
  - $v_{Rd2}$  è la massima resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per una piastra con armatura a taglio;
  - $v_{Rd3}$  è la resistenza di calcolo a taglio per unità di lunghezza di perimetro critico, per una piastra con armatura a taglio.

- (2) Non è richiesta armatura a taglio se  $v_{Sd} < v_{Rd1}$ .
- (3) Se  $v_{Sd}$  è maggiore di  $v_{Rd1}$  vanno di regola disposte armature a taglio, o altre forme di connettori a taglio a seconda dei casi, in modo che:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd3}$$

- (4) Nel caso di carico concentrato o di reazione di appoggio, il taglio applicato per unità di lunghezza vale:

$$v_{Sd} = V_{Sd} - \beta/u \quad [4.50]$$

dove:  $V_{Sd}$  è il valore di calcolo della forza totale di taglio agente. In una piastra detta azione si calcola lungo il perimetro  $u$ . Per una fondazione si calcola lungo il perimetro della base del tronco di cono di punzonamento, che si suppone formare un angolo di  $33,7^\circ$ , purché tale perimetro cada all'interno della fondazione;

$u$  è il perimetro della sezione critica;

$\beta$  è il coefficiente che tiene conto degli effetti dell'eccentricità del carico. Se nessuna eccentricità dei carichi è possibile,  $\beta$  può essere assunto pari a 1,0. In altri casi possono essere adottati i valori dati nella fig. 4.21. Possono essere usati altri valori di  $\beta$ , basati su un'analisi più rigorosa, se associati ad accorgimenti appropriati atti ad assicurare l'ancoraggio dell'armatura al bordo della piastra.

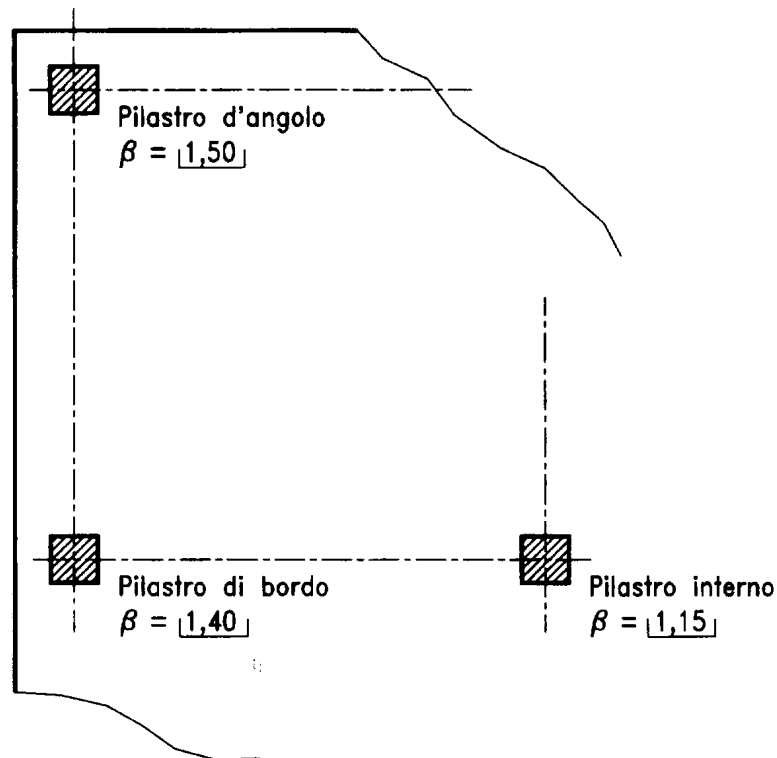


Fig. 4.21 - Valori approssimati di  $\beta$

#### 4.3.4.4. Piastre di altezza variabile

- (1) Per piastre con capitelli circolari per i quali  $l_H < 1,5 h_H$  (vedere fig. 4.22), è richiesta solo una verifica della sezione critica al di fuori del capitello secondo quanto indicato in 4.3.4.3. La distanza  $d_{crit}$  di tale sezione dall'asse del pilastro può essere assunta pari a:

$$d_{crit} = 1,5 d + l_H + 0,5 l_C \quad [4.51]$$

dove:  $l_H$  è la distanza dalla faccia del pilastro al bordo del capitello;

$l_C$  è il diametro della colonna circolare.

Per un pilastro rettangolare con capitello pure rettangolare di dimensioni complessive  $l_1$  e  $l_2$  ( $l_1 = 2 l_{H1}$ ,  $l_2 = l_{C2} + 2 l_{H2}$ ,  $l_1 \leq l_2$ ),  $d_{crit}$  può essere assunta pari al valore minore tra:

$$d_{crit} = 1,5 d + 0,56 \sqrt{l_1 l_2} \quad [4.52]$$

oppure

$$d_{crit} = 1,5 d + 0,69 l_1$$

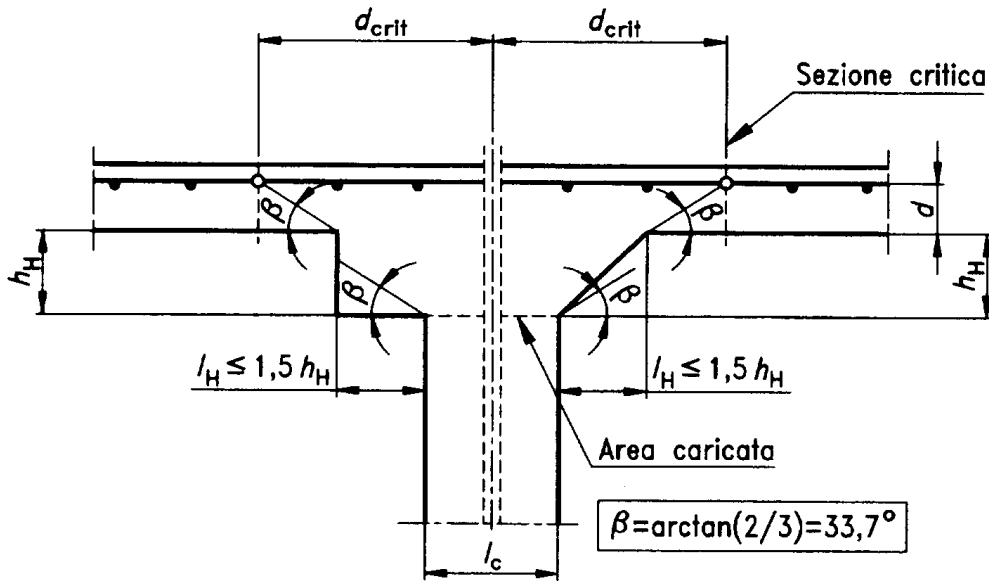


Fig. 4.22 - Piastra con capitello in cui  $l_H < 1,5 h_H$

- (2) Per piastre con capitelli con  $l_H > 1,5 (d + h_H)$  (vedere fig. 4.23), vanno di regola verificate le sezioni critiche sia del capitello che della piastra.
- (3) Le disposizioni di 4.3.4.3 valgono per verifiche all'interno di capitelli con  $d$  assunta pari a  $d_H$  (vedere fig. 4.23 per la definizione di  $d_H$ ).
- (4) Le distanze dall'asse del pilastro alle sezioni critiche nella fig. 4.23 possono essere assunte pari a:

$$d_{crit,ex} = l_H + 1,5 d + 0,5 l_c \tag{4.53}$$

$$d_{crit,in} = 1,5 (d + h_H) + 0,5 l_c \tag{4.54}$$

- (5) Per capitelli in cui  $1,5 h_H < l_H < 1,5 (h_H + d)$ , la distanza dall'asse del pilastro alla sezione critica può essere assunta pari a:

$$d_{crit} = 1,5 l_H + 0,5 l_c \tag{4.55}$$

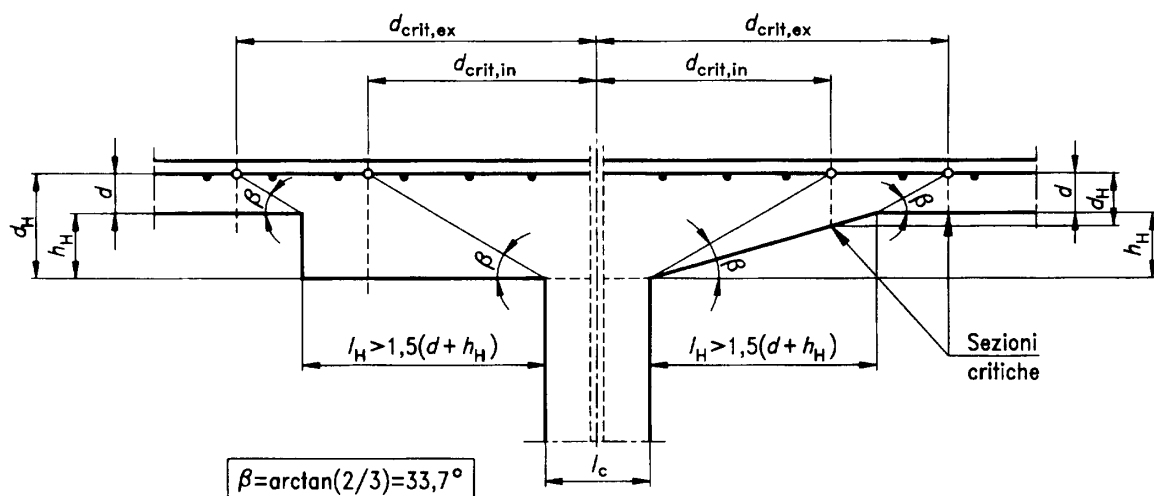


Fig. 4.23 - Piastra con capitello allargato in cui  $l_H > 1,5 (d + h_H)$

## 4.3.4.5. Resistenza a taglio

## 4.3.4.5.1. Piastre o fondazioni senza armatura a taglio-punzonamento

- (1) La resistenza a taglio per unità di lunghezza
- $v_{Rd1}$
- di piastre non precomprese è data da:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40 \rho_l) d \quad [4.56]$$

dove:  $\tau_{Rd}$  è la tensione definita nel prospetto 4.8, sezione 4.3.2;

$$k = \lfloor \frac{1,6 - d}{1} \rfloor \geq 1,0 \quad (d \text{ in metri});$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,015;$$

$\rho_{lx}$  e  $\rho_{ly}$  si riferiscono all'armatura tesa disposta rispettivamente nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

$$d = (d_x + d_y)/2$$

$d_x$  e  $d_y$  sono le altezze utili della piastra nei punti in cui la superficie di rottura interseca l'armatura longitudinale rispettivamente nelle direzioni  $x$  e  $y$ .

- (2) Per piastre precomprese vale l'equazione [4.56], con:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} + \frac{\sigma_{cpo}}{f_{yd}} \leq 0,015;$$

dove:  $\sigma_{cpo} = N_{pd}/A_c$  $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura;

$N_{pd}$  è la forza di precompressione corrispondente al valore iniziale senza perdite (equivalente a  $P_{mo}$  in 2.5.4 e 4.2.3). Se la forza di precompressione è diversa nelle direzioni di precompressione si usa il valore medio.  $N_{pd}$  va di regola calcolato con  $\gamma_p = 0,9$ .

## 4.3.4.5.2. Piastre contenenti armatura a punzonamento

- (1) In piastre contenenti armatura a taglio le resistenze al taglio sono date da:

$$v_{Rd2} = \lfloor \frac{1,6}{1} \rfloor v_{Rd1} \quad [4.57]$$

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha / u \quad [4.58]$$

dove:  $\sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha$  è la somma delle componenti delle forze di snervamento di calcolo nell'armatura a taglio nella direzione della forza applicata, essendo  $\alpha$  l'angolo tra l'armatura e il piano della piastra.

Per altri tipi di armatura a taglio (per esempio inserti in profilati),  $v_{Rd3}$  può essere determinata con prove sperimentali o ricavata da documenti appropriati.

- (2) L'armatura a taglio sarà disposta all'interno dell'area critica.
- (3) Dove necessario, la resistenza a punzonamento al di fuori dell'area armata a taglio sarà verificata considerando ulteriori perimetri critici.
- (4) Requisiti per la disposizione di armature a punzonamento sono dati in 5.4.3.3. Va di regola prevista un'armatura minima a taglio secondo 5.4.3.3. La verifica dell'equazione [5.16] può essere fatta considerando la quantità totale di armatura a punzonamento, posta tra il perimetro critico e l'area caricata, come segue:

$$\rho_w = \sum A_{sw} f_{yd} \sin \alpha / (A_{crit} - A_{load})$$

dove:  $A_{crit}$  è l'area all'interno del perimetro critico; $A_{load}$  è l'area all'interno dell'area caricata (vedere fig. 4.16).

- (5) Le piastre prive di nervature contenenti armatura a taglio devono avere, di regola, uno spessore minimo di 200 mm [vedere 5.4.3.3 (1)].

## 4.3.4.5.3. Momenti minimi di calcolo per nodi piastra-pilastro soggetti a carico eccentrico

- (1) Per assicurare che la resistenza a punzonamento definita dalle equazioni [4.56], [4.57] e [4.58] possa svilupparsi, la piastra deve, di regola, essere progettata per momenti flettenti minimi per unità di larghezza
- $m_{Sdx}$
- e
- $m_{Sdy}$
- , nelle direzioni
- $x$
- e
- $y$
- , a meno che l'analisi strutturale conduca a valori più elevati (vedere fig. 4.24). In assenza di altre disposizioni va di regola soddisfatta l'equazione [4.59]:

$$m_{Sdx} \text{ (o } m_{Sdy}) \geq \eta V_{Sd} \quad [4.59]$$

dove:  $V_{Sd}$  è il taglio totale agente;  
 $\eta$  è il coefficiente di momento dato nel prospetto 4.9.

(2) Nella verifica dei corrispondenti momenti resistenti vanno, di regola, considerate solo quelle barre di armatura che sono adeguatamente ancorate oltre l'area critica (fig. 4.25).

Prospetto 4.9 - Coefficienti  $\eta$  di momento dell'equazione [4.59]

Posizione del pilastro	$\eta$ per $m_{Sdx}$			$\eta$ per $m_{Sdy}$		
	estradosso	intradosso	larghezza efficace	estradosso	intradosso	larghezza efficace
pilastro interno	-0,125	0	$0,3 l_y$	-0,125	0	$0,3 l_x$
pilastro di bordo, bordo della piastra parallelo all'asse x	-0,25	0	$0,15 l_y$	-0,125	+0,125	(per m)
pilastro di bordo, bordo della piastra parallelo all'asse y	-0,125	+0,125	(per m)	-0,25	0	$0,15 l_x$
pilastro d'angolo	-0,5	+0,5	(per m)	+0,5	-0,5	(per m)

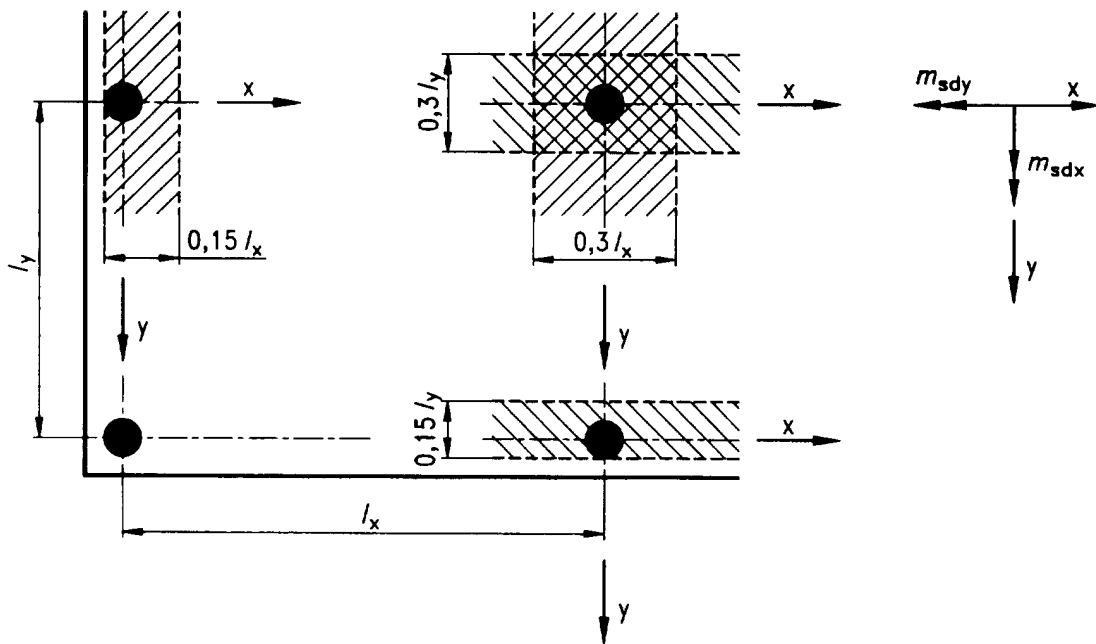


Fig. 4.24 - Momenti flettenti  $m_{Sdx}$  e  $m_{Sdy}$  in nodi trave-piastra soggetti a carico eccentrico e larghezza efficace per l'assorbimento di tali momenti

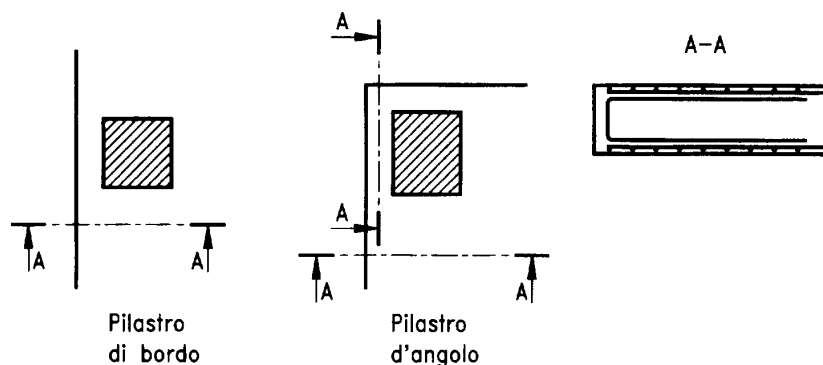


Fig. 4.25 - Particolare dell'armatura in corrispondenza di pilastri di bordo e d'angolo

**4.3.5. Stati limite ultimi indotti da deformazione della struttura (instabilità)**

*Nota: Il NAD italiano precisa:*

*Si segnala che l'estensione della trattazione dei problemi del secondo ordine a un gran numero di casi particolari comporta alcune incompletezze nella definizione dei limiti di validità di taluni metodi semplificati. Mentre quindi il testo è da considerarsi valido per quanto attiene ai principi generali e alle applicazioni correnti, si raccomanda cautela particolare nell'applicazione dei punti: 4.3.5.3.3.(3) - 4.3.5.5.3.(2) [formula (4.62)] - 4.3.5.5.3.(4). (6) - 4.3.5.6.4., nonché nell'uso della formula (4.69) con snellezze minori di 35.*

## 4.3.5.0. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$1/r$	Curvatura della sezione critica alla base di una colonna modello
$I_b$	Momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo di una trave
$I_{col}$	Momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo di un pilastro
$K_1$	Fattore di riduzione per il calcolo dell'eccentricità $e_2$ di secondo ordine (equazione 4.68)
$K_2$	Coefficiente che tiene conto della diminuzione della curvatura ( $1/r$ ) dovuta all'incremento della forza assiale (equazione 4.71)
$M_{Rd}$	Momento resistente di calcolo
$M_{Sd1}$	Momento agente di calcolo del primo ordine
$N_{Rd}$	Forza di compressione assiale resistente di calcolo
$N_{ud}$	Resistenza ultima di calcolo della sezione soggetta a carico assiale puro
$e_2$	Eccentricità del secondo ordine
$e_a$	Eccentricità aggiuntiva che tiene conto degli effetti delle imperfezioni geometriche
$e_e$	Eccentricità equivalente (equazioni 4.65, 4.66 e fig. 4.29)
$e_0$	Eccentricità del primo ordine
$e_{01}, e_{02}$	Valori dell'eccentricità del primo ordine della forza assiale alle estremità dell'elemento, definite in modo che sia $ e_{01}  \leq  e_{02} $
$e_{tot}$	Eccentricità totale
$e_y$	Eccentricità nella direzione $y$
$e_z$	Eccentricità nella direzione $z$
$k_A, k_B$	Coefficienti che descrivono la rigidità dei vincoli alle estremità del pilastro
$I_{col}$	Altezza della colonna misurata tra i punti di vincolo ideali
$I_{ot}$	Lunghezza di un'ala compressa misurata tra gli appoggi laterali (equazione 4.77)
$\alpha$	Fattore che considera le condizioni di vincolo della trave all'estremità opposta
$\beta$	$I_0/I_{col}$
$I_0$	Vedere 4.3.5.3.5 (1),(2)
$\varepsilon_{yd}$	Deformazione allo snervamento di calcolo dell'armatura di acciaio
$\lambda$	Rapporto di snellezza
$\lambda_{crit}$	Rapporto di snellezza critico
$\nu_u$	Coefficiente di forza longitudinale per un elemento

## 4.3.5.1. Scopo e definizioni

- P(1) Questa sezione si riferisce a strutture snelle, o a elementi snelli soggetti prevalentemente a compressione, la cui capacità portante è influenzata in modo significativo dalle rispettive deformazioni (effetti del secondo ordine).
- P(2) I principi dati in questa sezione valgono per elementi lineari di calcestruzzo armato e pre-compresso soggetti a compressione assiale, con o senza flessione, per i quali gli effetti torsionali possono essere trascurati.
- P(3) Questi principi possono anche essere applicati ad altri tipi di elementi strutturali quali muri, gusci, travi snelle in cui possa verificarsi instabilità laterale della zona compressa, travi parete o altre strutture o elementi inusuali in cui possano sorgere deformazioni locali significative.
- (4) Regole specifiche sono fornite per elementi snelli compressi in 4.3.5.2 e 4.3.5.6 e nell'appendice 3, per l'instabilità laterale di travi snelle in 4.3.5.7.
- (5) Negli elementi compressi l'influenza degli effetti del secondo ordine deve, di regola, essere considerata se l'incremento dei momenti flettenti del primo ordine dovuto alle deformazioni

è maggiore del 10%. Si può ammettere che ciò accada se le snellezze della struttura o degli elementi strutturali considerati superano i limiti definiti in 4.3.5.3 o in A 3.2 dell'appendice 3.

#### 4.3.5.2. Procedimenti di calcolo

- P(1) Il calcolo della stabilità strutturale considerando gli effetti del secondo ordine deve assicurare che, per le combinazioni più sfavorevoli delle azioni allo stato limite ultimo, non si verifichi perdita di equilibrio statico (localmente o per l'intera struttura) e non venga superata la resistenza delle singole sezioni trasversali soggette a flessione e a forza assiale.
- P(2) Il comportamento strutturale deve essere considerato per ogni direzione in cui possa verificarsi rottura dovuta a effetti del secondo ordine.
- P(3) Possibili incertezze dei vincoli ai nodi devono di regola essere considerate. Le proprietà dei materiali devono essere assunte con i loro valori di calcolo (vedere 2.3.3.2), adottando ovunque le corrispondenti proprietà di deformazione.
- (4) Per strutture di edifici normali, le procedure di calcolo stabilite nei punti successivi prevedono le tre fasi seguenti:
- a) La struttura o gli elementi sono classificati come:
    - controventati o non controventati;
    - a nodi mobili o a nodi fissi (vedere da 4.3.5.3.1 a 4.3.5.3.4).
  - b) Per la classificazione di una struttura, la necessità di considerare gli effetti del secondo ordine viene stabilita confrontando la snellezza con i limiti specificati nei seguenti punti. Questo vale:
    - per l'intera struttura, se a nodi mobili;
    - per le singole colonne considerate come colonne isolate (vedere 4.3.5.5.3),
  - c) Una volta stabilito che gli effetti del secondo ordine vanno considerati, le regole di calcolo per le colonne sono fornite in 4.3.5.4, 4.3.5.5 e 4.3.5.6. Per travi snelle le regole sono fornite in 4.3.5.7.
- Per informazioni più dettagliate sulle procedure di calcolo si vedano i diagrammi di flusso nell'appendice 3.
- (5) Metodi di calcolo più rigorosi si trovano nell'appendice 3.

#### 4.3.5.3. Classificazione delle strutture e degli elementi strutturali

##### 4.3.5.3.1. Generalità

- P(1) Ai fini dei calcoli di progetto le strutture o gli elementi strutturali possono essere classificati come controventati o non controventati, a seconda della presenza o meno di elementi di controvento, e come a nodi fissi o a nodi mobili, a seconda della loro sensibilità agli effetti del secondo ordine dovuti a spostamenti laterali.
- P(2) Analogamente, le colonne isolate sono classificate come snelle o non snelle.

##### 4.3.5.3.2. Elementi di controvento e strutture controventate

- (1) Un elemento di controvento è un elemento strutturale che ha elevata rigidità a flessione e/o a taglio e che è completamente o parzialmente incastrato in fondazione. Un elemento di controvento o un sistema di elementi di controvento deve, di regola, essere sufficientemente rigido da assorbire e trasmettere alle fondazioni tutti i carichi orizzontali agenti sulla struttura e da assicurare la stabilità della sottostruttura controventata.
- (2) In generale il calcolo degli elementi di controvento può essere basato su una analisi del primo ordine. Comunque può essere necessaria un'analisi del secondo ordine se gli elementi di controvento sono relativamente flessibili [vedere 4.3.5.1 (5)].
- (3) Le strutture con elementi di controvento che soddisfano i requisiti in (1) sono classificate come controventate.

##### 4.3.5.3.3. Strutture a nodi fissi

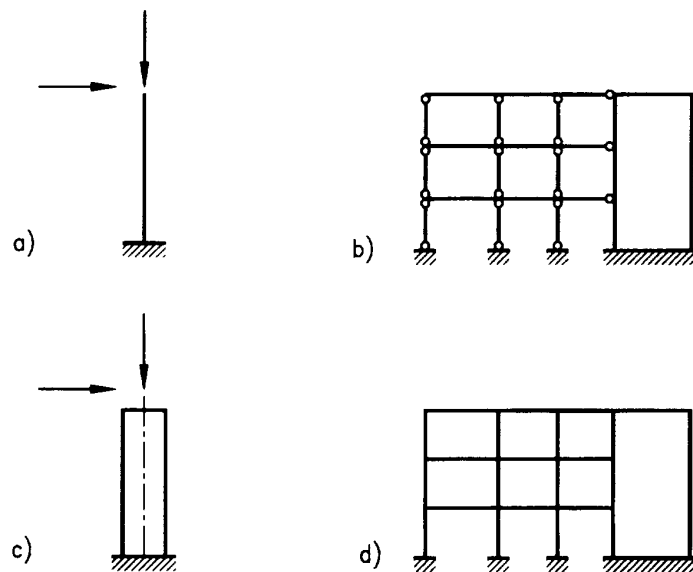
- (1) Sono classificati come a nodi fissi le strutture o gli elementi strutturali, con o senza elementi di controvento, per cui possa essere trascurata l'influenza degli spostamenti dei nodi nei ri-

guardi delle forze e dei momenti di calcolo. In caso contrario dette strutture sono classificate come a nodi mobili.

- (2) Le strutture di edifici controventati in cui il controventamento è assicurato da pareti di taglio importanti o da strutture a nucleo possono essere considerate a nodi fissi. Negli altri casi le strutture possono essere classificate applicando le indicazioni dell'appendice 3, punto A 3.2.
- (3) I telai possono essere classificati a nodi fissi se gli spostamenti del primo ordine dei nodi non incrementano di più del  $|10\%|$  gli effetti delle azioni calcolate senza considerare tali spostamenti. Generalmente è sufficiente considerare solo i momenti flettenti significativi (vedere 2.5.1.4).

#### 4.3.5.3.4. Colonne isolate

- (1) Possono essere:
  - elementi compressi isolati [vedere fig. 4.26 a) e b)];
  - elementi compressi che fanno parte integrante di una struttura, ma che sono considerati isolati per esigenze di calcolo [vedere per esempio 4.3.5.5.1 e fig. 4.26 c) e d)].



- a) colonna isolata singola;
- b) colonne incernierate in una struttura a nodi fissi;
- c) elemento snello di controvento considerato come colonna isolata;
- d) colonne con estremità incastrate in una struttura a nodi fissi.

Fig. 4.26 - Tipi di colonne isolate

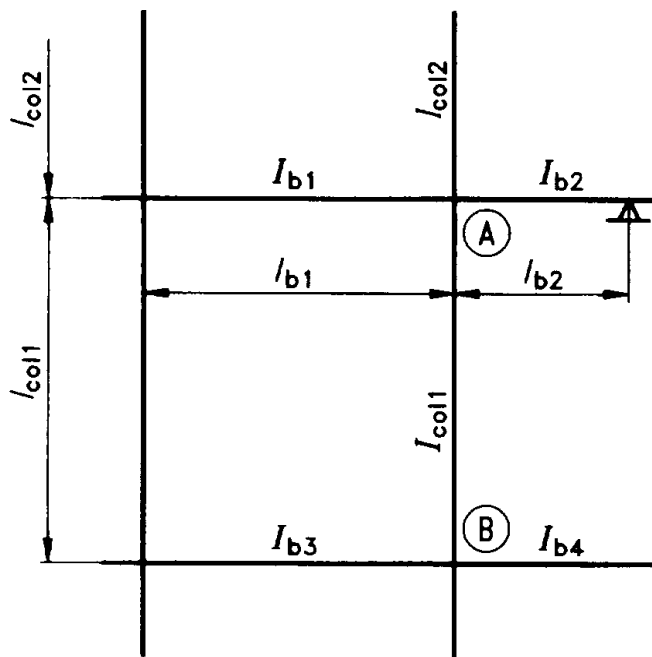
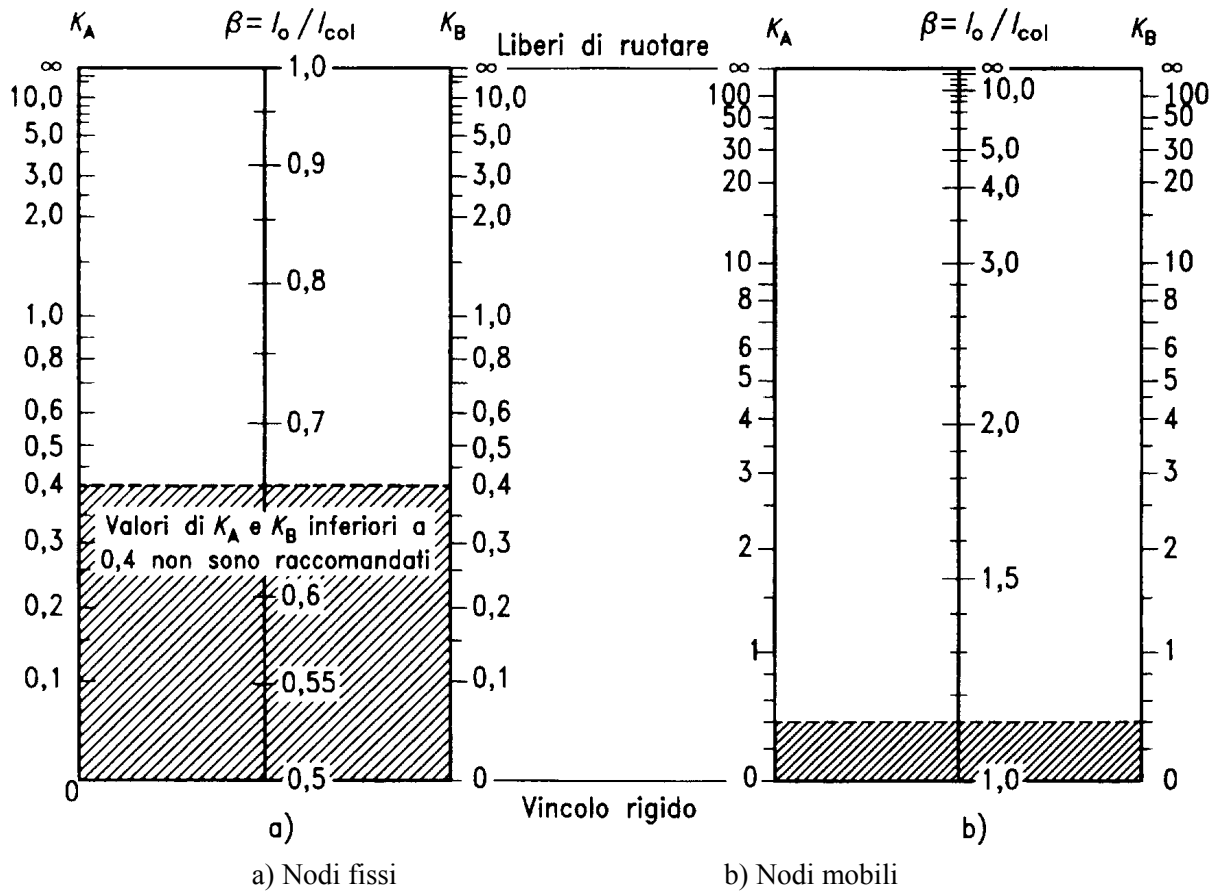
#### 4.3.5.3.5. Snellezza di colonne isolate

- (1) Per gli edifici l'altezza o la lunghezza libera di una colonna  $l_0 = \beta l_{col}$  può essere determinata per mezzo del nomogramma di fig. 4.27, nel quale i coefficienti  $k_A$  e  $k_B$  indicano la rigidezza del vincolo alle estremità della colonna:

$$k_A \text{ (o } k_B) = \frac{\sum E_{cm} \cdot I_{col} / l_{col}}{\sum E_{cm} \cdot \alpha \cdot I_b / l_{eff}} \quad [4.60]$$

- dove:
- $E_{cm}$  è il modulo di elasticità del calcestruzzo (vedere 3.1.2.5.2);
  - $I_{col}, I_b$  sono momenti d'inerzia della sezione lorda rispettivamente delle colonne e delle travi;
  - $l_{col}$  è l'altezza della colonna misurata tra gli assi di vincolo;
  - $l_{eff}$  è la luce effettiva della trave;
  - $\alpha$  è il fattore che considera le condizioni di vincolo della trave all'estremità opposta:
    - $\alpha = 1,0$  estremità opposta vincolata elasticamente o rigidamente;
    - $\alpha = 0,5$  estremità opposta libera di ruotare;
    - $\alpha = 0$  mensola libera.





Esempio :  
calcolo di  $K_A$  nel punto A  
per  $E_{cm} = \text{costante}$

$$K_A = \frac{I_{col1}/l_{col1} + I_{col2}/l_{col2}}{I_{b1}/l_{b1} + 0,5 I_{b2}/l_{b2}}$$

Fig. 4.27 - Nomogrammi per il calcolo della lunghezza libera

- (2) Le colonne isolate si considerano snelle se il loro rapporto di snellezza supera il maggiore valore tra 25 e  $15/\sqrt{v_u}$ ,

dove:  $v_u$  è il coefficiente di forza longitudinale per l'elemento:

$$v_u = \frac{N_{sd}}{A_c f_{cd}}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \quad \text{rapporto di snellezza;}$$

dove:  $l_0$  è l'altezza o lunghezza libera dell'elemento verticale, generalmente ricavata usando la teoria elastica dell'instabilità. Per strutture a telaio la colonna a cui  $l_0$  viene riferita deve essere accuratamente identificata;

$i$  è il raggio giratore.

#### 4.3.5.4. Imperfezioni

P(1) Occorre valutare nel progetto le incertezze associate alla determinazione degli effetti del secondo ordine e in particolare le inaccurately dimensionali e le incertezze su posizione e retta d'azione dei carichi assiali. In assenza di altri provvedimenti adeguati, ciò può essere ottenuto tramite l'uso di imperfezioni geometriche equivalenti.

(2) Per strutture a telaio, in 2.5.1.3 è definita un'inclinazione  $\nu$  dell'intera struttura (elementi di controvento e sottostruttura controventata) rispetto alla verticale.

(3) Per elementi isolati le imperfezioni geometriche equivalenti possono essere introdotte incrementando l'eccentricità della forza longitudinale di un'eccentricità aggiuntiva  $e_a$ , nella direzione più sfavorevole, pari a:

$$e_a = \nu l_0 / 2 \quad [4.61]$$

dove:  $l_0$  è la lunghezza libera dell'elemento isolato (vedere 4.3.5.3.5);

$\nu$  è l'inclinazione sulla verticale calcolata usando l'equazione [2.10].

#### 4.3.5.5. Dati specifici per diversi tipi di strutture

##### 4.3.5.5.1. Telai a nodi fissi

P(1) Elementi compressi singoli a nodi fissi devono essere considerati come elementi isolati e progettati di conseguenza.

P(2) Elementi di controvento, o singoli elementi compressi in telai a nodi fissi senza elementi di controvento, devono essere calcolati per le forze orizzontali e i carichi verticali relativi, tenendo conto delle imperfezioni geometriche equivalenti definite rispettivamente in 2.5.1.3 e 4.3.5.4.

(3) Per singoli elementi compressi valgono le regole di calcolo delle colonne isolate (vedere 4.3.5.5.3). La lunghezza libera  $l_0$  può generalmente essere determinata secondo 4.3.5.3.5.

##### 4.3.5.5.2. Telai a nodi mobili

(1) Informazioni sui telai a nodi mobili sono fornite nell'appendice 3.

##### 4.3.5.5.3. Colonne isolate

P(1) Nel calcolo di elementi isolati compressi snelli devono essere considerati gli effetti del secondo ordine, comprese le imperfezioni geometriche e le deformazioni viscosse se influiscono in modo significativo sulla stabilità strutturale.

(2) Colonne isolate in strutture a nodi fissi non necessitano di verifica per effetti del secondo ordine se il rapporto di snellezza  $\lambda$  è minore o uguale al valore dato dall'equazione [4.62], quand'anche la colonna possa essere classificata come snella secondo 4.3.5.3.5.

$$\lambda_{crit} = 25 \cdot (2 - e_{01} / e_{02}) \quad [4.62]$$

dove:  $e_{01}$  ed  $e_{02}$  sono le eccentricità del carico assiale alle estremità dell'elemento, assumendo  $|e_{01}| \leq |e_{02}|$

In questo caso le estremità della colonna vanno di regola calcolate almeno per le condizioni date dalle equazioni [4.63] e [4.64].

$$N_{Rd} = N_{Sd} \quad [4.63]$$

$$M_{Rd} = N_{Sd} \cdot h / 20 \quad [4.64]$$

dove:  $N_{Rd}$  è la forza assiale resistente di calcolo a compressione;

$M_{Rd}$  è il momento resistente di calcolo.

L'equazione [4.62] sarà di regola usata solo se la colonna non è soggetta a carichi trasversali tra le estremità.

Il criterio definito dalla equazione [4.62] è rappresentato graficamente nella fig. 4.28.

Per il progetto di colonne vedere 4.3.5.6.

- P(3) Per colonne inflesse prevalentemente secondo uno degli assi principali deve, di regola, essere verificata la possibilità di rottura per effetti di secondo ordine lungo il secondo asse principale.
- (4) Per tale verifica l'eccentricità iniziale  $e_0$  nella direzione del secondo asse principale sarà di regola presa pari a zero e gli effetti del secondo ordine saranno di regola calcolati usando il rapporto di snellezza  $\lambda$ , relativo a tale asse. Saranno pure considerate l'eccentricità aggiuntiva definita in 4.3.5.4 (3) e, se significative, le deformazioni viscoso.
- P(5) I principi (1) e (3) sopra riportati valgono anche per elementi compressi soggetti a flessione biassiale in cui gli effetti della torsione siano trascurabili.
- (6) Se l'eccentricità del primo ordine  $e_0$  della forza assiale nella direzione del primo asse principale è maggiore di  $0,2 h$ , la verifica nella direzione del secondo asse principale sarà di regola basata sull'altezza ridotta  $h'$  della sezione, come definita in 4.3.5.6.4 (3).

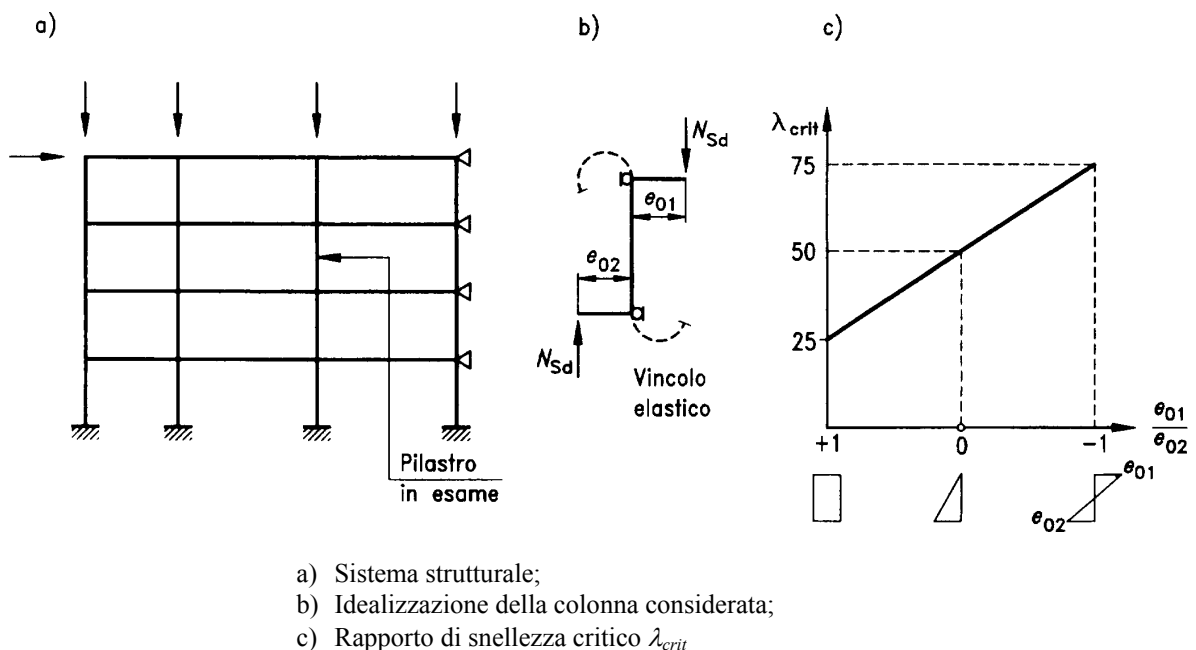


Fig. 4.28 - Limiti di snellezza per elementi isolati con estremità vincolate rigidamente o elasticamente in strutture a nodi fissi

#### 4.3.5.6. Metodi semplificati di calcolo per colonne isolate

##### 4.3.5.6.1. Generalità

- (1) Per gli edifici può essere usato un metodo di calcolo che considera isolati gli elementi compressi e adotta una forma semplificata per l'asse deformato della colonna. L'eccentricità aggiuntiva è poi calcolata in funzione della snellezza.

##### 4.3.5.6.2. Eccentricità totale

- (1) L'eccentricità totale attribuita a colonne di sezione costante (per calcestruzzo e acciaio, a prescindere dalle sovrapposizioni) nella sezione più sollecitata (sezione critica) è data da:

a) *Eccentricità del primo ordine uguali a entrambe le estremità [fig. 4.29 (a)]:*

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

dove:  $e_0$  è l'eccentricità del primo ordine pari a  $e_0 = M_{Sd1}/N_{Sd}$ ;

$M_{Sd1}$  è il momento agente del primo ordine;

$N_{Sd}$  è la forza assiale agente;

[4.65]

$e_a$  è l'eccentricità aggiuntiva secondo l'equazione [4.61];  
 $e_2$  è l'eccentricità del secondo ordine, determinata usando i metodi approssimati descritti in 4.3.5.6.3, inclusi gli effetti della viscosità.

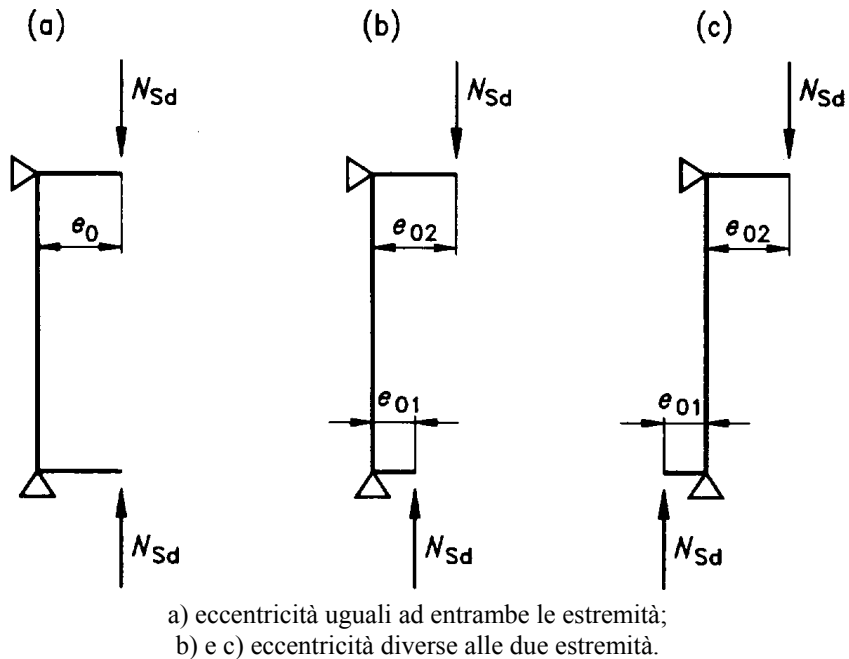


Fig. 4.29 - Modello di calcolo per la valutazione della eccentricità totale

*b) Eccentricità del primo ordine diverse alle due estremità [fig. 4.29 b) e c)]*

Per colonne di sezione costante (per calcestruzzo e acciaio, a prescindere dalle sovrapposizioni) soggette a momenti del primo ordine con variazione lineare lungo la lunghezza e aventi eccentricità agli estremi che differiscono in valore  $e$ /o in segno, va di regola usata per la sezione critica nella [4.65] un'eccentricità equivalente  $e_e$ , invece di  $e_0$ .

L'eccentricità equivalente  $e_e$  può essere assunta come il maggiore dei seguenti valori:

$$e_e = 0,6 e_{02} + 0,4 e_{01} \quad [4.66]$$

$$e_e = 0,4 e_{02} \quad [4.67]$$

dove:  $e_{01}$  ed  $e_{02}$  indicano le eccentricità del primo ordine ai due estremi; e

$$|e_{02}| \geq |e_{01}| \quad [\text{fig. 4.29 b) e c)] \quad [4.68]$$

#### 4.3.5.6.3. Metodo della colonna modello

a) *Scopo e definizione*

- (1) Il metodo di calcolo descritto nel seguito si riferisce a elementi con  $\lambda < \underline{140}$ , di sezione rettangolare o circolare e per i quali l'eccentricità del primo ordine soddisfi la condizione  $e_0 \geq 0,1 h$  ( $h$  = altezza della sezione misurata nel piano di flessione). Per altre forme di sezione e per eccentricità  $e_0 < 0,1 h$ , possono essere usate altre approssimazioni appropriate.
- (2) Una "colonna modello" è una mensola che risulta:
  - incastrata alla base e libera in sommità (fig. 4.30);
  - inflessa con semplice curvatura sotto forze e momenti che producono i massimi momenti alla base.

La massima inflessione di una tale colonna, pari all'eccentricità del secondo ordine  $e_2$ , può essere assunta pari a:

$$e_2 = K_1 \cdot \frac{l_0^2}{10} \cdot (1/r) \quad [4.69]$$

dove:  $l_0$  è la lunghezza libera della colonna;

$1/r$  è la curvatura definita in (3);

$$K_1 = \lambda/20 - 0,75 \quad \text{per } 15 \leq \lambda \leq 35 \quad [4.70]$$

$$K_1 = 1 \quad \text{per } \lambda > 35 \quad [4.71]$$

- (3) La stabilità è analizzata in funzione della curvatura  $1/r$  nella sezione critica alla base. Tale curvatura è ricavata dall'equilibrio tra le forze interne e quelle esterne.
- (4) Per gli effetti viscosi, vedere appendice 3, A 3.4 (9).

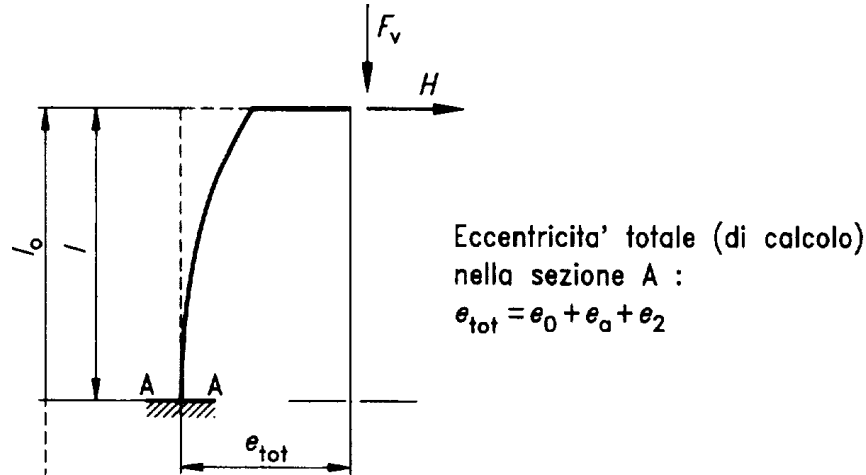


Fig. 4.30 - Colonna modello (simbologia)

b) *Trasformazione dell'analisi del secondo ordine in una verifica di sezione*

- (5) Nei casi in cui non sia richiesta grande accuratezza, la curvatura  $1/r$  nella [4.69] può essere assunta come

$$1/r = \frac{2 K_2 \varepsilon_{yd}}{0,9 d} \quad [4.72]$$

dove:  $\varepsilon_{yd}$  è la deformazione allo snervamento di calcolo dell'armatura di acciaio  $= f_{yd}/E_s$ ;

$d$  è l'altezza utile della sezione nella direzione di collasso prevista.

- (6) Il coefficiente  $K_2$  nella [4.72] tiene conto della riduzione della curvatura  $1/r$  per forze assiali crescenti ed è definito da

$$K_2 = \frac{N_{ud} - N_{Sd}}{N_{ud} - N_{bal}} \leq 1 \quad [4.73]$$

dove:  $N_{ud}$  è la resistenza ultima di calcolo della sezione soggetta a carico assiale puro.

Può essere assunta pari a  $\alpha f_{cd} A_c + f_{yd} A_s$  [per  $\alpha$  vedere 4.2.1.3.3 (11)];

$N_{Sd}$  è la forza assiale effettiva di calcolo;

$N_{bal}$  è il carico assiale che, applicato ad una sezione, ne rende massimo il momento resistente ultimo. Per sezioni rettangolari armate simmetricamente può essere assunto pari a  $0,4 f_{cd} A_c$ .

È sempre consigliabile assumere  $K_2 = 1$ .

#### 4.3.5.6.4. Elementi compressi con eccentricità biassiali

- (1) Per elementi di sezione rettangolare sono consentite verifiche separate nei due piani principali  $y$  e  $z$  (vedere fig. 4.31) se i rapporti delle corrispondenti eccentricità  $e_y/b$  e  $e_z/h$  soddisfano una delle seguenti condizioni:

$$\frac{e_z/h}{e_y/b} \leq 0,2 \quad [4.74]$$

oppure

$$\frac{e_y/b}{e_z/h} \leq 0,2 \quad [4.75]$$

(cioè se, per esempio, il punto di applicazione di  $N_{Sd}$  si trova nell'area tratteggiata in fig. 4.31). Le eccentricità  $e_y$  e  $e_z$  sono eccentricità del primo ordine nelle direzioni delle dimensioni  $b$  ed  $h$  rispettivamente. Esse non richiedono di considerare l'eccentricità  $e_a$ , come definita nella [4.61]. Se le condizioni sopra stabilite non sono soddisfatte è richiesta un'analisi accurata.

- (2) Per le due verifiche separate vale quanto contenuto in 4.3.5.3.5 (altezze libere e limiti di snellezza); i punti 4.3.5.5.3 e 4.3.5.6.1 - 4.3.5.6.3 si applicano analogamente dove i limiti di snellezza dati in 4.3.5.3 sono superati. Tuttavia le imperfezioni geometriche definite in 4.3.5.4 vanno di regola considerate nei due piani.

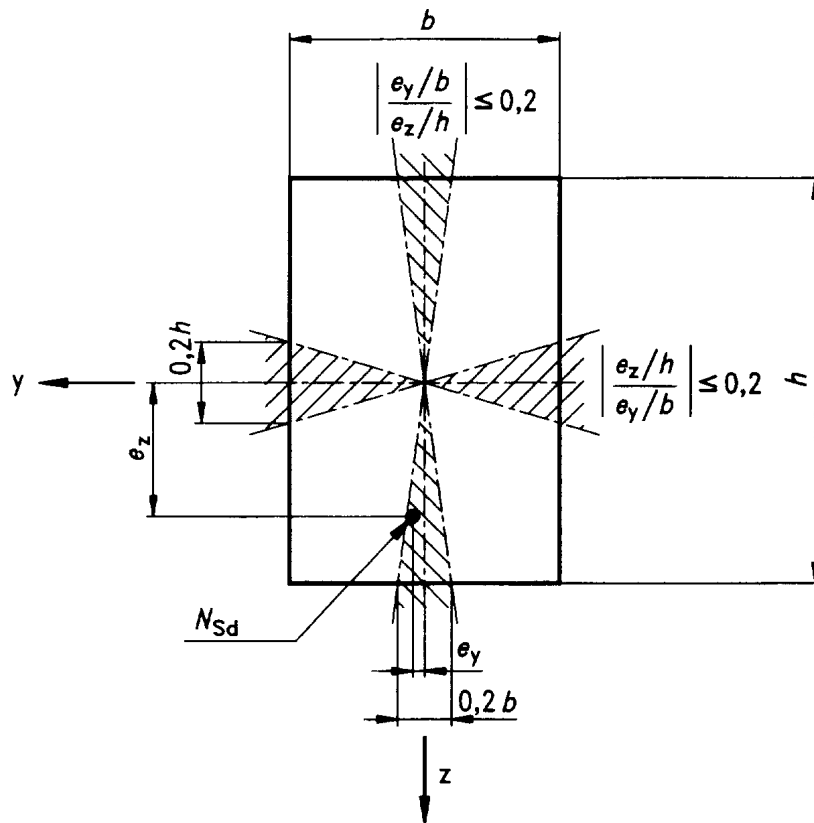


Fig. 4.31 – Ipotesi assunte per verifiche separate nei due piani principali

- (3) Dove  $e_z > 0,2 h$  (vedere fig. 4.32), sono ammesse verifiche separate solo se la verifica a flessione secondo l'asse minore della sezione trasversale ( $z$  nella fig. 4.31) è basata sull'altezza ridotta  $h'$  come indicato in fig. 4.32. Il valore  $h'$  può essere determinato assumendo una distribuzione lineare delle tensioni, per esempio:

$$\frac{N_{Sd}}{A_c} - \frac{N_{Sd} (e_z + e_{az})}{Z_c} = 0 \quad [4.76]$$

dove:  $N_{Sd}$  è la forza assiale, negativa se di compressione;  
 $Z_c$  è il modulo della sezione di calcestruzzo;  
 $e_{az}$  è l'eccentricità aggiuntiva in direzione  $z$ , secondo la [4.61].

- (4) Se il criterio dato in (1) non è soddisfatto, è necessaria un'analisi accurata.

#### 4.3.5.7. Instabilità laterale di travi snelle

- P(1) Se la sicurezza di una trave nei riguardi dell'instabilità laterale è incerta, è necessario effettuare la verifica con un metodo appropriato.
- (2) La sicurezza nei riguardi dell'instabilità laterale di travi di calcestruzzo armato normale e precompresso si può ritenere adeguata se sono soddisfatti i requisiti della [4.77]. In caso contrario si dovrà effettuare un'analisi più dettagliata.

$$l_{ot} < |50| b$$

$$e$$

$$h < |2,5| b$$
[4.77]

dove:  $l_{ot}$  è la lunghezza dell'ala compressa misurata tra due appoggi laterali;  
 $b$  è la larghezza dell'ala compressa;  
 $h$  è l'altezza totale della trave.

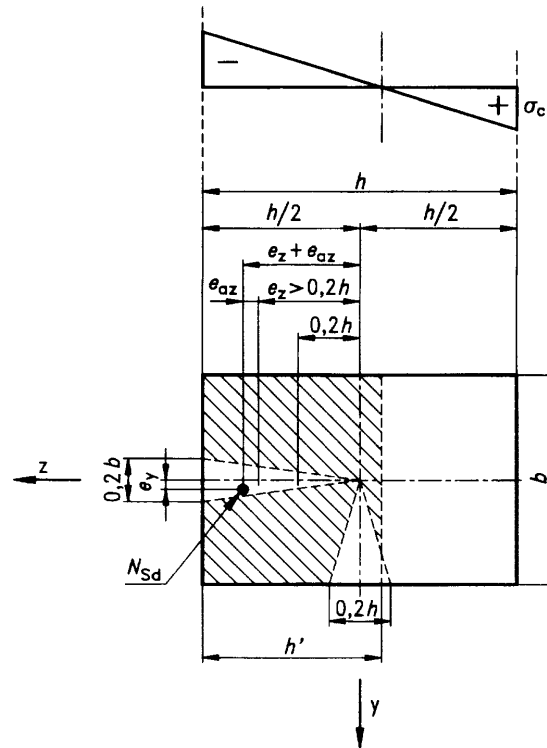


Fig. 4.32 - Verifica separata nella direzione  $y$  se  $e_z > 0,2 h$

#### 4.4. Stati limite di esercizio

##### 4.4.0. Generalità

##### 4.4.0.1. Simbologia (vedere anche 1.6 e 1.7)

$A_{c,eff}$	Area efficace di calcestruzzo teso
$A_{ct}$	Area di calcestruzzo nella zona tesa
$A_{s,req}$	Area di armatura tesa richiesta
$A_{s,prov}$	Area di armatura tesa effettivamente disposta
$V_{cd}$	Contributo alla resistenza a taglio di calcolo della sezione di calcestruzzo (vedere 4.3.2.4.3)
$f_{ct,eff}$	Resistenza a trazione efficace del calcestruzzo al momento dell'apertura delle fessure
$k$	Coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi
$k_c$	Coefficiente di distribuzione delle tensioni
$k_1$	Coefficiente che tiene conto dell'influenza delle proprietà di aderenza delle barre sulla distanza tra le fessure
$k_2$	Coefficiente che tiene conto dell'influenza della forma della distribuzione delle deformazioni sulla distanza tra le fessure
$s_{rm}$	Distanza media finale tra le fessure
$s_{rmx}, s_{rmy}$	Distanza media finale tra le fessure rispettivamente nelle direzioni $x$ e $y$
$w_k$	Ampiezza di calcolo o caratteristica delle fessure
$\alpha$	Angolo tra l'armatura a taglio e l'armatura longitudinale (armatura principale)
$\beta$	Coefficiente che correla l'ampiezza media delle fessure all'ampiezza di calcolo

$\beta_1$	Coefficiente che tiene conto dell'influenza delle proprietà di aderenza delle barre sulla deformazione media
$\beta_2$	Coefficiente che tiene conto dell'influenza della durata di applicazione del carico o di carico ripetuto sulla deformazione media
$\varepsilon_{sm}$	Deformazione media dell'armatura, tenuto conto del "tension stiffening" (effetto irrigidente del calcestruzzo teso)
$\varepsilon_1$	Maggiore deformazione di trazione al contorno di una sezione soggetta a trazione eccentrica
$\varepsilon_2$	Minore deformazione di trazione al contorno di una sezione soggetta a trazione eccentrica
$\theta$	Angolo tra l'armatura nella direzione $x$ e la direzione della tensione principale di trazione
$\varnothing_s$	Massimo diametro delle barre "modificato"
$\varnothing_s^*$	Massimo diametro delle barre "non modificato" (prospetto 4.11)
$\rho_r$	Rapporto di armatura efficace
$\sigma_s$	Tensione nell'armatura tesa calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata
$\sigma_{sr}$	Tensione nell'armatura tesa calcolata nell'ipotesi di sezione fessurata sotto le condizioni che inducono la formazione della prima fessura, per esempio $\sigma_{ct} = f_{ctm}$

#### 4.4.0.2. Scopo

P(1) Questo capitolo tratta gli stati limite di esercizio più comuni, cioè:

- limitazione delle tensioni (vedere 4.4.1);
- controllo della fessurazione (vedere 4.4.2);
- controllo dell'inflessione (vedere 4.4.3).

Altri stati limite, come la vibrazione, possono essere importanti in particolari strutture, ma non sono considerati nella presente norma.

#### 4.4.1. Limitazione delle tensioni in esercizio

*Nota: Il NAD italiano sostituisce integralmente i punti 4.4.1.1. e 4.4.1.2. del testo approvato dal CEN (riportati qui sotto) con il testo riportato immediatamente dopo.*

##### 4.4.1.1. Considerazioni di base

- P(1) Tensioni di compressione eccessive nel calcestruzzo in presenza dei carichi di esercizio possono favorire la formazione di fessure longitudinali e determinare o microfessurazione nel calcestruzzo o livelli di viscosità maggiori di quelli previsti. Se è ipotizzabile che il corretto funzionamento di un elemento possa essere influenzato negativamente da tali fenomeni, devono essere presi provvedimenti per limitare le tensioni a un livello appropriato.
- (2) Possono insorgere fessure longitudinali se il livello di tensione sotto la combinazione di carico rara supera un valore critico. Tale fessurazione può condurre a una riduzione di durabilità. In assenza di altri provvedimenti, come incremento del copriferro nella zona di compressione o confinamento mediante armatura trasversale, può essere opportuno limitare le tensioni di compressione a  $0,6 f_{ck}$  per esposizione in ambienti di classe 3 o 4 (vedere prospetto 4.1).
- (3) Se la tensione nel calcestruzzo sotto i carichi quasi permanenti supera  $0,45 f_{ck}$  gli effetti viscosi possono risultare superiori ai valori che si ottengono con l'impiego dei metodi descritti in 2.5.5. Se la viscosità può influenzare in modo significativo il funzionamento dell'elemento considerato, le tensioni devono, di regola, essere limitate a tale valore. Per elementi di calcestruzzo armato inflessi tale verifica deve, di regola, essere eseguita se il rapporto luce/altezza utile è maggiore dell'85% del valore indicato in 4.4.3.2 per il caso considerato. Negli elementi precompressi può essere necessaria una verifica nella fase di applicazione della precompressione.
- (4) I requisiti di durabilità per il calcestruzzo precompresso possono imporre altri limiti alle tensioni del calcestruzzo, per esempio che la sezione rimanga compressa (vedere 4.4.2.1).
- (5) Tensioni sotto ancoraggi e appoggi: non è necessaria la verifica agli stati limite di esercizio se sono rispettate le disposizioni date in 2.5.3.7.4, e 5.4.6 o 5.4.8.
- P(6) Nelle condizioni di esercizio devono essere evitate tensioni nell'acciaio che possano portare a deformazioni anelastiche, in quanto ciò condurrebbe a fessure ampie e permanentemente aperte.



- (7) Questi requisiti sono soddisfatti se, sotto la combinazione di carichi rara (vedere 2.3.4) la tensione di trazione nell'armatura ordinaria non è maggiore di  $0,8 f_{yk}$ . Se la tensione è dovuta solo a deformazioni imposte è accettabile una tensione pari a  $f_{yk}$ . La tensione nell'armatura di precompressione a perdite scontate non deve di regola essere maggiore di  $0,75 f_{pk}$ .

#### 4.4.1.1.2. Metodi per la verifica delle tensioni

- P(1) Nel calcolo delle tensioni si dovrà tenere conto che la sezione possa fessurarsi o meno sotto i carichi di esercizio e considerare anche gli effetti della viscosità e del ritiro. Potrà essere necessario considerare anche altre azioni indirette, come la temperatura, che possono influenzare le tensioni.
- (2) Le limitazioni di tensione indicate in 4.4.1.1 possono in genere essere considerate soddisfatte senza ulteriori calcoli se:
- il calcolo agli stati limite ultimi è stato condotto secondo 4.3;
  - sono soddisfatte le prescrizioni sull'armatura minima in 4.4.2.2;
  - la disposizione dell'armatura è realizzata in accordo con 5;
  - nell'analisi allo stato limite ultimo è stata considerata una redistribuzione non maggiore del 30%.
- Va notato che la viscosità e il ritiro in elementi parzialmente precompressi possono indurre elevate tensioni sia nell'armatura ordinaria sia in quella di precompressione, il che può far nascere problemi di fatica.
- (3) Gli effetti a lungo termine possono essere trascurati tranne che nelle situazioni in cui più del 50% delle tensioni è dovuto ad azioni quasi permanenti. In tali casi si potrà adottare un coefficiente di omogeneizzazione pari a 15.
- (4) Le tensioni sono verificate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondenti alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.
- (5) In generale deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera  $f_{ctm}$  (vedere prospetto 3.1).
- (6) Quando si adotta una sezione non fessurata si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.
- (7) Quando si adotta la sezione fessurata, il calcestruzzo si considera elastico in compressione ma incapace di sostenere alcuna trazione. (Nella verifica delle tensioni secondo le presenti regole non va di regola tenuto in conto l'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo la fessurazione).
- (8) È richiesta almeno l'area minima di armatura indicata in 4.4.2.2 per soddisfare la limitazione delle tensioni nell'armatura ordinaria aderente provocate da deformazioni impresse impedito.

### 4.4.1. Limitazione delle tensioni in esercizio

*Testo imposto dal NAD italiano*

#### 4.4.1.1. Considerazioni di base.

- P(1) Tensioni di compressione elevate nel calcestruzzo in presenza di carichi di esercizio possono favorire la formazione di fessure longitudinali e determinare o microfessurazioni nel calcestruzzo o livelli di viscosità maggiori di quelli previsti. Elevate tensioni nell'acciaio possono condurre a fessure ampie e permanentemente aperte. Tali fenomeni possono ridurre la durabilità delle opere.  
I valori delle tensioni del calcestruzzo e dell'acciaio, da confrontare con i corrispondenti valori limite, debbono tener conto, se del caso, degli stati coattivi.
- (2) Limiti imposti alle tensioni normali di compressione nelle strutture in c.a.
- Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 3 e 4 del Prospetto 4.1. devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:
    - combinazione di carico rara  $0,50 f_{ck}$ ;

- combinazione di carico quasi permanente  $0,40 f_{ck}$ .

Particolare attenzione nella limitazione delle tensioni in esercizio va rivolta quando si riconosca l'esistenza di una particolare incertezza del modello strutturale adottato, e/o quando sussista una significativa alternanza delle sollecitazioni in esercizio nella stessa sezione, anche se le strutture sono riferite alle classi 1 o 2 del Prospetto 4.1.

Del pari particolare attenzione si deve porre nella limitazione delle tensioni in esercizio per sollecitazione a pressoflessione con prevalenza di sforzo normale per la conseguente limitata duttilità.

- b) Per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1. devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

tensioni di compressione

- combinazione di carico rara  $0,60 f_{ck}$ ;
- combinazione di carico quasi permanente  $0,45 f_{ck}$ .

- (3) Limiti imposti alle tensioni normali di compressione nelle strutture in c.a.p.

Per le strutture in c.a.p. debbono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- all'atto della precompressione  $0,60 f_{ckj}$ , dove  $f_{ckj}$  è il valore caratteristico della resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;
- in servizio:
  - a) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 3 e 4 del Prospetto 4.1.:
    - per combinazione di carico rara:  $0,50 f_{ck}$ ;
    - per combinazione di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
  - b) per le strutture o parti di strutture esposte ad ambiente di cui alle classi 1 e 2 del Prospetto 4.1.:
    - per combinazione di carico rara:  $0,60 f_{ck}$ ;
    - per combinazione di carico quasi permanente:  $0,45 f_{ck}$ .

Valgono inoltre gli stessi avvertimenti contenuti nel precedente punto (2).

- (4) Limiti per le tensioni di trazione nell'acciaio:

- a) per le armature ordinarie la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carichi rara non deve superare  $0,70 f_{yk}$ ;
- b) per le armature di precompressione, (tenendo conto, ove occorra, degli stati coattivi), non si devono superare i seguenti limiti:
  - all'atto della precompressione valgono i limiti di cui al punto 4.3.4.9. della Parte I del presente decreto;
  - a perdite avvenute, per combinazioni rare,  $0,60 f_{pk}$  (tenendo conto anche dell'incremento di tensione dovuto ai carichi).

#### 4.4.1.2. Metodi per la verifica delle tensioni.

- P(1) Nella verifica delle tensioni è necessario considerare, se del caso, oltre agli effetti dei carichi anche quelli delle variazioni termiche, della viscosità, del ritiro, e delle deformazioni imposte aventi altre origini.
- (2) Le tensioni debbono essere verificate adottando le proprietà geometriche della sezione corrispondente alla condizione non fessurata oppure a quella completamente fessurata, a seconda dei casi.
- (3) In generale deve, di regola, essere assunto lo stato fessurato se la massima tensione di trazione nel calcestruzzo calcolata in sezione non fessurata sotto la combinazione di carico rara supera  $f_{ctm}$  (vedere Prospetto 3.1.).
- (4) Quando si adotta una sezione non fessurata, si considera attiva l'intera sezione di calcestruzzo, e si considerano in campo elastico sia a trazione che a compressione il calcestruzzo e l'acciaio.
- (5) Quando si adotta la sezione fessurata, il calcestruzzo può essere considerato elastico in compressione, ma incapace di sostenere alcuna trazione (nel calcolo delle tensioni secondo le presenti regole non va di norma tenuto conto - nelle verifiche locali - dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso dopo fessurazione).
- (6) In via semplificativa si può assumere il comportamento elastico-lineare e per le armature il coefficiente di omogeneizzazione con il valore convenzionale  $n=15$ .

#### 4.4.2. Stati limite di fessurazione

##### 4.4.2.1. Considerazioni generali

- P(1) La fessurazione deve essere limitata a un livello tale da non pregiudicare il corretto funzionamento della struttura o da renderne inaccettabile l'aspetto.
- P(2) La fessurazione è quasi inevitabile in strutture di calcestruzzo armato soggette a flessione, taglio, torsione o a trazioni indotte da carichi diretti o da deformazioni impresse impedito.
- P(3) Le fessure possono anche sorgere per altre cause, come ritiro plastico o reazioni chimiche espansive all'interno del calcestruzzo indurito. Tali fessure possono assumere ampiezze inaccettabili ma la prevenzione e limitazione delle stesse esulano dallo scopo di questo punto.
- P(4) In alternativa, si può o permettere la formazione delle fessure senza nessun tentativo di limitarne la larghezza, o invece impedirle con provvedimenti quali la predisposizione di giunti che consentano il movimento, a condizione che non venga pregiudicato il funzionamento della struttura.
- P(5) I limiti appropriati di apertura delle fessure, che tengano conto della funzione e della natura della struttura e dei costi inerenti al contenimento delle fessure vanno, di regola, concordati con il committente.
- (6) In assenza di requisiti specifici (per esempio impermeabilità), si può ritenere che, per elementi di calcestruzzo armato di edifici e per classi di esposizione 2-4, una limitazione della massima ampiezza di calcolo delle fessure a circa  $|0,3|$  mm sotto la combinazione di carico quasi permanente (vedere 2.3.4) sia generalmente soddisfacente nei riguardi dell'aspetto e della durabilità. Per la classe di esposizione 1, l'apertura delle fessure non ha influenza sulla durabilità e il limite può essere ampliato se ciò non contrasta per altri motivi.
- (7) La durabilità di elementi precompressi, per classi di esposizione 2-4, può essere influenzata dalla fessurazione in modo più critico (vedere 4.1). In assenza di requisiti più dettagliati, si considerano generalmente soddisfacenti le limitazioni del prospetto 4.10. Il limite di decompressione richiede che, con la combinazione di carico frequente, ogni parte delle armature di precompressione o delle guaine rimanga almeno 25 mm all'interno del calcestruzzo compresso.
- (8) Misure particolari per limitare la fessurazione possono essere necessarie per elementi soggetti alla classe di esposizione 5. La scelta delle misure adeguate dipende dalla natura dell'aggressivo chimico presente.
- P(9) Si ottiene una limitazione dell'ampiezza delle fessure a valori accettabili assicurando che:
- in ogni sezione che possa essere soggetta a trazione significativa dovuta a deformazioni impresse impedito, combinate o meno con carichi diretti, sia presente una quantità minima di armatura ancorata sufficiente ad assicurare che non si abbia snervamento dell'armatura finché non sia superato il carico di fessurazione; e che
  - la distanza tra le barre, e i diametri di queste, siano limitati in modo da limitare l'apertura delle fessure.
- Quanto sopra vale anche per parti di elementi precompressi dove possa svilupparsi trazione nel calcestruzzo.

Prospetto 4.10 - Criteri per elementi precompressi

Classe di esposizione	Ampiezza di calcolo delle fessure sotto la combinazione di carico frequente (mm)	
	Elementi post-tesi	Elementi pre-tesi
1	$ 0,2 $	$ 0,2 $
2	$ 0,2 $	$ decompressione $
3	$ decompressione $	
4	oppure rivestimento delle armature e $w_k =  0,2 $	
Per la definizione di decompressione vedere (7)		

## 4.4.2.2. Aree minime di armatura

- P(1) Nello stabilire l'area minima d'armatura, richiesta per assicurare la limitazione della fessurazione in un elemento o nella parte di un elemento che può essere soggetto a tensioni di trazione dovute a deformazioni impresse impedite, è necessario distinguere due possibili meccanismi di generazione di tali tensioni e precisamente:
- deformazioni impresse intrinseche impedite: dove le tensioni sono generate in un elemento a causa di cambiamenti dimensionali dell'elemento considerato come vincolato (per esempio tensione indotta in un elemento a causa del vincolo che contrasta il ritiro dell'elemento stesso);
  - deformazioni impresse estrinseche impedite: dove le tensioni sono generate nell'elemento in quanto resistente a deformazioni impresse dall'esterno (per esempio quando un elemento è sollecitato a causa di cedimenti vincolari).
- P(2) È anche necessario distinguere tra due tipi fondamentali di distribuzione di tensioni all'interno dell'elemento all'insorgere della fessurazione. Essi sono:
- flessione: quando la distribuzione delle tensioni di trazione all'interno della sezione è triangolare (cioè una parte della sezione rimane compressa);
  - trazione: quando l'intera sezione è soggetta a tensioni di trazione.
- (3) A meno che calcoli più rigorosi dimostrino la possibilità di adottare un'area minore, le aree di armatura minime richieste possono essere calcolate con la relazione:

$$A_s = \frac{k_c k f_{ct,eff} A_{ct}}{\sigma_s} \quad [4.78]$$

- dove:
- $A_s$  è l'area di armatura nella zona tesa;
  - $A_{ct}$  è l'area di calcestruzzo nella zona tesa: la zona tesa è quella parte della sezione che risulta in trazione subito prima della formazione della fessura;
  - $\sigma_s$  è la massima tensione ammessa nell'armatura subito dopo la formazione della fessura. Tale tensione può essere assunta pari al  $\lfloor 100\% \rfloor$  (I:  $\lfloor 90\% \rfloor$ ) della tensione di snervamento  $f_{yk}$  dell'armatura: può essere però necessario fissare un valore minore per soddisfare i limiti di apertura delle fessure (vedere prospetto 4.1 I);
  - $f_{ct,eff}$  è la resistenza efficace a trazione del calcestruzzo al momento in cui si suppone insorgano le prime fessure. Nella maggiore parte dei casi, come quando la deformazione impressa dominante nasce dalla dissipazione del calore di idratazione, ciò può avvenire entro 3-5 giorni dal getto a seconda delle condizioni ambientali, della forma della sezione e della natura della cassaforma. I valori di  $f_{ct,eff}$  si possono ricavare dal prospetto 3.1 considerando come classe di resistenza del calcestruzzo la resistenza al momento in cui si suppone avvenga la fessurazione: se non è possibile stabilire con certezza che il momento della fessurazione sia anteriore di 28 giorni, si suggerisce di adottare una resistenza minima a trazione pari a  $\lfloor 3 \rfloor$  N/mm<sup>2</sup>;
  - $k_c$  è il coefficiente che tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione subito prima della fessurazione. La distribuzione delle tensioni significativa è quella risultante dalla combinazione degli effetti del carico e delle deformazioni impresse impedito. I valori di  $k_c$  sono:
    - $k_c = 1,0$  per trazione pura;
    - $k_c = 0,4$  per flessione senza forza di compressione assiale.
 Per sezioni soggette a forza assiale o a precompressione, vedere (7);
  - $k$  coefficiente che tiene conto degli effetti di tensioni auto-equilibrate non uniformi. Valori di  $k$  per varie situazioni sono:
 

– tensioni di trazione dovute a deformazioni intrinseche impedito in genere		$k = 0,8$
per sezioni rettangolari	$h \leq 30$ cm	$k = 0,8$
	$h \geq 80$ cm	$k = 0,5$

- tensioni di trazione dovute a deformazioni  
estrinseche impedita  $k=1,0$

Le parti di sezione lontane dall'armatura principale di trazione, come le parti sporgenti di una sezione o l'anima in sezioni alte, possono essere considerate soggette a deformazioni impresse dal corrente teso dell'elemento. In tal caso è adeguato un valore  $0,5 < k < 1,0$ .

- (4) L'armatura minima può essere ridotta o anche eliminata del tutto se la deformazione impressa è sufficientemente piccola da rendere improbabile la fessurazione. In tal caso sarà disposta soltanto l'armatura minima necessaria per resistere alla trazione indotta dalla deformazione impedita.
- P(5) In elementi di calcestruzzo armato ordinario o precompresso soggetti a forze normali di compressione, l'armatura minima può essere ridotta al di sotto di quanto richiesto per calcestruzzo armato ordinario a causa dell'influenza di:
- incremento della rigidezza flessionale della zona compressa;
  - contributo delle armature di precompressione.
- (6) In elementi precompressi l'armatura minima per limitare la fessurazione non è necessaria nelle zone dove, con la combinazione rara delle azioni e i corrispondenti valori caratteristici stimati di precompressione o forza assiale, il calcestruzzo rimane in compressione.
- (7) Se le condizioni date in (6) non sono soddisfatte, l'area minima richiesta sarà di regola calcolata secondo (3) con i seguenti valori di  $k_c$ :
- Per sezioni a cassone:  
 $k_c = 0,4$  per le anime;  
 $k_c = 0,8$  per il corrente teso.
- Per sezioni rettangolari il valore di  $k_c$  può essere interpolato tra 0,4 per flessione pura senza forza assiale e 0 nei seguenti due casi:
- a) le condizioni soddisfano di misura il punto (6); oppure
  - b) sotto l'azione del corrispondente valore stimato di precompressione l'altezza della zona tesa, calcolata in sezione fessurata nelle condizioni di carico che conducono alla formazione della prima fessura, non supera il minore dei due valori  $h/2$  e 0,5 m.
- (8) Le armature di precompressione possono essere considerate come armatura minima all'interno di un quadrato di lato 300 mm attorno all'armatura di precompressione, purché si tenga conto del diverso comportamento delle armature di precompressione e di quelle ordinarie nei confronti dell'aderenza. In assenza di dati più attendibili, ciò può essere fatto considerando le armature di precompressione come efficaci al 50%.

#### 4.4.2.3. Controllo della fessurazione senza calcolo diretto

- (1) Per piastre in edifici di calcestruzzo armato ordinario o precompresso soggette a flessione senza trazioni assiali significative, non sono necessari provvedimenti specifici per limitare la fessurazione se l'altezza totale non è maggiore di 200 mm e sono state applicate le disposizioni di cui in 5.4.3.
- (2) Se è stata disposta almeno l'armatura minima indicata in 4.4.2.2 è possibile, in genere, limitare l'ampiezza delle fessure a valori accettabili ed evitare fessure incontrollate tra barre molto distanti limitando il passo delle barre e/o il diametro delle stesse. I prospetti 4.11 e 4.12 sono concepiti in modo da assicurare che l'ampiezza delle fessure non sia maggiore in genere di 0,3 mm per calcestruzzo armato ordinario e di 0,2 mm per calcestruzzo precompresso. Va notato comunque che è possibile occasionalmente riscontrare fessure più ampie ma ciò non deve, di regola, essere considerato grave.

L'ampiezza delle fessure non è in genere eccessiva se:

- per fessurazione causata principalmente da impedimenti alla deformazione, la dimensione delle barre non supera quella data nel prospetto 4.11, intendendo come tensione nell'acciaio il valore ottenuto subito dopo la fessurazione [cioè  $\sigma_s$  nella equazione [4.78] in 4.4.2.2(3)];
- per fessurazione causata principalmente da carichi sono rispettate le disposizioni del prospetto 4.11 o quelle del prospetto 4.12.

Per sezioni di calcestruzzo precompresso le tensioni nell'armatura saranno di regola calcolate considerando la precompressione come una forza esterna senza tenere conto dell'incremento di tensione nelle armature causato dal carico.

Prospetto 4.11 - Diametri massimi per barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (MPa)	Diametro massimo delle barre (mm)	
	c.a. ordinario	c.a. precompresso
160	32	25
200	25	16
240	20	12
280	16	8
320	12	6
360	10	5
400	8	4
450	6	–

Nel calcestruzzo armato ordinario il diametro massimo delle barre può essere modificato come segue:

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{f_{ctm}}{2,5} \frac{h}{10(h-d)} \geq \varnothing_s^* \frac{f_{ctm}}{2,5} \quad \text{per fessurazione da deformazione impedita}$$

$$\varnothing_s = \varnothing_s^* \frac{h}{10(h-d)} \geq \varnothing_s^* \quad \text{per fessurazione indotta da carichi}$$

dove:  $\varnothing_s$  è il diametro massimo "modificato" delle barre;  
 $\varnothing_s^*$  è il diametro massimo dato nel prospetto 4.11;  
 $h$  è l'altezza totale della sezione.

Prospetto 4.12 - Spaziature massime per barre ad aderenza migliorata

Tensione nell'acciaio (MPa)	Spaziatura massima delle barre (mm)		
	flessione pura	trazione pura	sezioni precomprese (flessione)
160	300	200	200
200	250	150	150
240	200	125	100
280	150	75	50
320	100	–	–
360	50	–	–

- (3) Nei prospetti 4.11 e 4.12 le tensioni dell'acciaio adottate saranno, di regola, calcolate nel calcestruzzo armato ordinario in presenza dei carichi quasi permanenti e nel calcestruzzo armato precompresso in presenza dei carichi frequenti e del corrispondente valore stimato di precompressione. Nel prospetto 4.11 se le tensioni nascono principalmente da deformazioni impedita sarà di regola usata una tensione nell'acciaio pari a  $\sigma_s$  dell'equazione [4.78].
- (4) Nelle travi di altezza totale di 1,0 m o più e con armatura principale concentrata solo in una piccola parte dell'altezza, sarà di regola prevista un'armatura aggiuntiva di pelle per il con-

trollo della fessurazione sulle facce laterali della trave. Tale armatura sarà distribuita uniformemente tra il livello dell'acciaio teso e l'asse neutro e posizionata all'interno delle staffe. L'area di tale armatura sarà non minore del valore ottenuto applicando 4.4.2.2 (3), assumendo  $k$  pari a 0,5 e  $\sigma_s$  pari a  $f_{yk}$ . La spaziatura e il diametro delle barre possono essere ricavati dai prospetti 4.11 o 4.12, per la condizione di trazione pura, assumendo una tensione nell'acciaio pari alla metà del valore stabilito per l'armatura principale tesa.

- (5) La fessurazione causata da effetti di azioni tangenziali si può considerare adeguatamente contenuta se si adotta il passo delle staffe indicato nel prospetto 4.13. La verifica non è necessaria in elementi per i quali l'armatura a taglio non è richiesta (cioè se  $V_{cd} > V_{Sd}$ ), o dove  $3 V_{cd} > V_{Sd}$ , in quanto l'elemento non sviluppa fessure di taglio sotto i carichi di esercizio.

Prospetto 4.13 - Passo delle staffe nelle travi per il controllo della fessurazione

$\frac{V_{Sd} - 3 V_{cd}}{\rho_w b_w d}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Passo delle staffe (mm)
$\leq 50$	300
75	200
100	150
150	100
200	50

Nel prospetto 4.13  $V_{Sd}$  è il valore di calcolo del taglio agente allo stato limite ultimo e  $V_{cd}$  può essere assunto pari a  $V_{Rd1}$ , dato dall'equazione [4.18] in 4.3.2.3, mentre  $\rho_w$  è il rapporto dell'armatura a taglio come definito nell'equazione [4.79] seguente:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s b_w \sin \alpha} \quad [4.79]$$

dove:  $\rho_w$  è il rapporto dell'armatura a taglio;  
 $A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio nel tratto  $s$ ;  
 $s$  è il passo dell'armatura a taglio;  
 $b_w$  è la larghezza dell'anima o minima larghezza dell'elemento sull'altezza utile;  
 $\alpha$  è l'angolo tra l'armatura a taglio e l'armatura principale (per staffe verticali  $\alpha = 90^\circ$  e  $\sin \alpha = 1$ ).

- (6) Va notato che esiste un rischio particolare di formazione di fessure ampie in corrispondenza di sezioni dove si verificano improvvise variazioni di tensione, per esempio:
- in corrispondenza di cambi di sezione;
  - vicino a carichi concentrati;
  - in sezioni dove si interrompono le barre;
  - in zone di elevate tensioni di aderenza, in particolare alle estremità delle sovrapposizioni.
- Ovunque possibile si dovrà, di regola, cercare di ridurre al minimo le variazioni di tensione in tali sezioni. Comunque le regole per la limitazione della fessurazione indicate ai punti precedenti assicurano normalmente un controllo adeguato anche per questi punti critici, purché siano state rispettate le prescrizioni per la disposizione delle armature riportate in 5.

#### 4.4.2.4. Calcolo dell'ampiezza delle fessure

- P(1) L'ampiezza di calcolo delle fessure può essere ottenuta dalla equazione:

$$w_k = \beta s_{rm} \varepsilon_{sm} \quad [4.80]$$

dove:  $w_k$  è l'ampiezza di calcolo delle fessure;  
 $s_{rm}$  è la distanza media finale tra le fessure;  
 $\varepsilon_{sm}$  è la deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti di "tension stiffening", del ritiro ecc.;  
 $\beta$  è il coefficiente che correla l'ampiezza media delle fessure al valore di calcolo.

- (2) Nell'equazione [4.80] può essere assunto per  $\beta$  un valore pari a:
- 1,7 per fessurazione indotta da carichi e per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima maggiore di 800 mm;
  - 1,3 per fessurazione indotta da deformazione impedita in sezioni con dimensione minima (indifferentemente altezza, larghezza o spessore) pari a 300 mm o minore.
- Per dimensioni di sezione intermedie i valori possono essere interpolati.

$\varepsilon_{sm}$  può essere calcolata con l'equazione:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[ 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad [4.81]$$

- dove:  $\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata;
- $\sigma_{sr}$  è la tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata nella condizione di carico che induce la prima fessura;
- $\beta_1$  è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a:  
1,0 per barre ad aderenza migliorata,  
0,5 per barre lisce;
- $\beta_2$  è il coefficiente che tiene conto della durata del carico o di carichi ripetuti, pari a:  
1,0 per un singolo carico di breve durata,  
0,5 per un carico di lunga durata o per molti cicli di carico ripetuti.

Per elementi soggetti solo a deformazioni impresse impedito,  $\sigma_s$  può essere assunta pari a  $\sigma_{sr}$ .

- (3) La distanza media finale tra le fessure, per elementi soggetti principalmente a flessione o trazione, può essere calcolata in base alla seguente equazione:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 k_1 k_2 \frac{\varnothing}{\rho_r} \quad [4.82]$$

- dove:  $\varnothing$  è il diametro delle barre in mm; se nella stessa sezione sono impiegati più diametri, può essere adottato un diametro medio;
- $k_1$  è il coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre, pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata e 1,6 per barre lisce. Nel caso di deformazioni impresse  $k_1$  può essere sostituito da  $k_1 \cdot k$ , con  $k$  definito in 4.4.2.2 (3);
- $k_2$  è il coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni, pari a 0,5 per flessione e 1,0 per trazione pura.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, vanno di regola usati valori intermedi di  $k_2$ , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2 \varepsilon_1}$$

- dove:  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione agli estremi della sezione considerata, calcolate per sezione fessurata;
- $\rho_r$  è il rapporto di armatura efficace  $A_s/A_{c,eff}$ , dove  $A_s$  è l'area dell'armatura con tenuta nell'area tesa efficace  $A_{c,eff}$  l'area di trazione efficace è in genere l'area di calcestruzzo che circonda le armature tese, di altezza pari a 2,5 volte la distanza dal lembo teso della sezione al baricentro dell'armatura (vedere fig. 4.33). Per piastre o elementi precompressi, in cui l'altezza della zona tesa può essere piccola, l'altezza dell'area efficace non deve di regola essere assunta maggiore di  $(h-x)/3$ .

Il valore risultante di  $s_{rm}$  è espresso in millimetri.

- (4) Nel calcolo della distanza delle fessure possono essere considerate le armature di precompressione collocate all'interno di un'area quadrata di 300 mm di lato intorno alle armature stesse, purché si tenga conto del comportamento di tali armature nei confronti dell'aderenza. Valori appropriati di  $k_1$ , per armature particolari devono di regola essere ricavati da prove sperimentali; in assenza di dati più attendibili può essere assunto un valore pari a 2,0. Se sono presenti contemporaneamente armature per precompressione e armature ordinarie, nella equazione [4.82]  $k_1 \varnothing$  può essere sostituito da  $\sum k_1 \varnothing / n$ , dove  $\sum k_1 \varnothing$  è la somma dei diametri di tutte le barre e delle armature di precompressione all'interno dell'area considerata, cia-



scuno moltiplicato per il corrispondente coefficiente di aderenza, e  $n$  è il numero totale di barre e armature di precompressione.

- (5) Se le fessure formano un angolo significativo ( $>15^\circ$ ) rispetto alla direzione dell'armatura in elementi armati secondo due direzioni ortogonali, la distanza tra le fessure può essere calcolata con la equazione [4.83]:

$$s_{rm} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{rmx}} + \frac{\sin \theta}{s_{rmy}}} \quad [4.83]$$

dove:  $\theta$  è l'angolo tra l'armatura in direzione  $x$  e la direzione della tensione principale di trazione;

$s_{rmx}$  e  $s_{rmy}$  sono le distanze calcolate rispettivamente in direzione  $x$  e  $y$  usando l'equazione (4.82).

- (6) Se il calcolo dell'ampiezza delle fessure viene effettuato in situazioni di progetto in cui la tensione di trazione deriva da una combinazione di deformazioni impresse impedito e di carichi, possono essere usate le formule indicate in questa sezione, ma la deformazione dovuta ai carichi, calcolata in sezione fessurata, va di regola incrementata di quella risultante dalle deformazioni impresse.
- (7) I metodi descritti in questa sezione permettono di calcolare l'ampiezza di calcolo delle fessure in una zona vicino all'armatura aderente (cioè all'interno dell'area di trazione efficace). Al di fuori di tale zona possono verificarsi fessure più ampie.
- (8) Nel caso in cui non sia presente dell'armatura aderente nella zona dove deve essere verificata la fessurazione, può essere determinato un limite superiore dell'ampiezza delle fessure per le situazioni in cui le forze e i momenti sono tali da mantenere compressa una parte della sezione stessa. In tal caso la distanza media delle fessure può essere assunta pari all'altezza delle fessure stesse. Esempi di situazioni in cui vale quanto detto sono:
- elementi inflessi con spaziatura delle barre molto ampia. In questo caso l'ampiezza delle fessure può essere calcolata assumendo  $s_{rm} = (h - x)$ , dove  $h$  è l'altezza totale dell'elemento e  $x$  misura la posizione dell'asse neutro;
  - muri soggetti a contrazione termica precoce, dove la parte inferiore del muro non può contrarsi perché vincolata a una base gettata precedentemente. In questo caso  $s_{rm}$  può essere assunto pari all'altezza del muro.

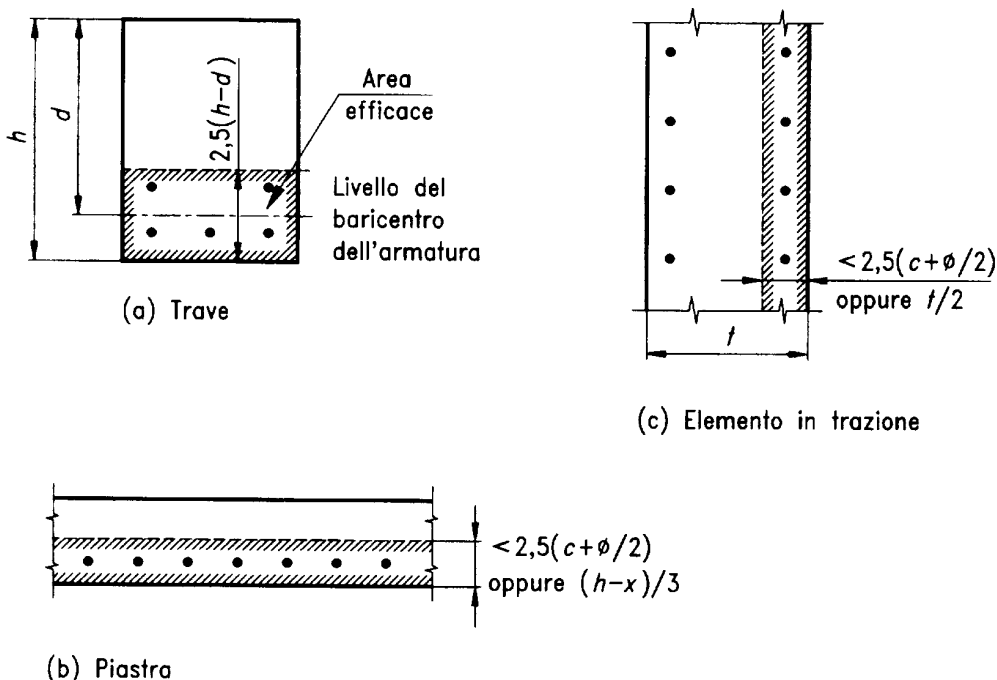


Fig. 4.33 - Area efficace (casi tipici)

### 4.4.3. Stati limite di deformazione

#### 4.4.3.1. Considerazioni di base

- P(1) La deformazione di un elemento o di una struttura deve, di regola, essere tale da non comprometterne la funzionalità o l'aspetto estetico.
- P(2) Adeguati valori limite di deformazione, che tengano conto della natura della struttura, delle finiture, dei tramezzi e degli accessori nonché della funzione della struttura stessa saranno, di regola, concordati coi committente.
- (3) Le deformazioni non devono di regola superare quelle che possono essere sopportate senza inconvenienti da altri elementi collegati quali tramezzi, vetrate, rivestimenti, servizi e finiture. In qualche caso possono essere richiesti dei limiti particolari per assicurare il corretto funzionamento di macchinari o impianti sostenuti dalla struttura o per evitare che l'acqua ristagni su tetti piani. Anche le vibrazioni possono richiedere limiti, in quanto possono causare disagio o allarme negli utenti dell'edificio e, in casi estremi, danni strutturali.
- (4) I limiti alle inflessioni indicati in (5) e (6) sono dedotti dalla ISO 4356 e assicurano generalmente prestazioni soddisfacenti per edifici come case di abitazione, uffici, edifici pubblici od officine. Di regola si deve curare che non si verifichino circostanze particolari che rendano tali limiti inadeguati per la struttura considerata. Dati ulteriori sui problemi derivanti dalle inflessioni e sui valori limite possono essere ricavati dalla ISO 4356.
- (5) L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, piastra o sbalzo soggetti ai carichi quasi-permanenti è maggiore di  $|1/250|$  della luce. L'inflessione va intesa come relativa agli appoggi. Può essere prevista una controfreccia per compensare tutta o parte dell'inflessione, ma la monta delle casseforme verso l'alto non deve di regola essere maggiore di  $|1/250|$  della luce.
- (6) Le inflessioni possono causare danni a tramezzi, a elementi connessi o in contatto con l'elemento considerato, e a finiture e infissi, se la deformazione prevista coi calcoli che si manifesta dopo la costruzione di tali elementi risulta eccessiva. Un limite adeguato dipende dalla natura dell'elemento che può essere danneggiato, ma, indicativamente, un limite di  $|1/500|$  della luce è considerato ragionevole nella maggior parte dei casi. Tale limite può essere reso meno vincolante se gli elementi che possono essere danneggiati sono stati progettati per adattarsi a inflessioni maggiori o se è nota la loro capacità di resistere a inflessioni maggiori senza danno.

#### 4.4.3.2. Casi in cui il calcolo può essere omissivo

- P(1) In genere non è necessario calcolare esplicitamente le inflessioni poiché possono essere formulate regole semplici, come la limitazione del rapporto luce/altezza, atte a evitare problemi di inflessione in circostanze normali. Sono necessarie verifiche più rigorose per elementi al di fuori di tali limiti o se altri limiti alle inflessioni, diversi da quelli impliciti nei metodi semplificati, risultano più adeguati.
- (2) Se travi o piastre di calcestruzzo armato di edifici sono dimensionate in modo da rispettare i limiti del rapporto luce/altezza indicati in questo punto, le loro inflessioni non superano di regola i limiti stabiliti in 4.4.3.1 (5) e (6). Il rapporto limite luce/altezza è ottenuto dal valore del prospetto 4.14 moltiplicato per fattori di correzione che tengono conto del tipo di armatura usata e di altre variabili. Nella preparazione di questi prospetti non sono state considerate eventuali controfreccie.
- (3) Il valore ottenuto dal prospetto 4.14 deve, di regola, essere ridotto nei casi seguenti:
- per sezioni a T, se il rapporto tra la larghezza dell'ala e la larghezza dell'anima è maggiore di 3, i valori devono, di regola, essere moltiplicati per 0,8;
  - per luci maggiori di 7 m (escluse le piastre senza nervature) caricate da tramezzi che possano subire danni a causa di deformazioni eccessive, il valore deve, di regola, essere moltiplicato per il rapporto  $7 / l_{eff}$  ( $l_{eff}$  in metri);
  - per piastre senza nervature la cui luce  $l_{eff}$  è maggiore di 8,5 m, i valori vanno di regola moltiplicati per il rapporto  $8,5 / l_{eff}$  ( $l_{eff}$  in metri).

- (4) I valori del prospetto 4.14 sono stati ricavati assumendo la tensione nell'acciaio pari a 250 N/mm<sup>2</sup> (corrispondente approssimativamente a  $f_{yk} = 400$  N/mm<sup>2</sup>), sotto la condizione di carico di esercizio in sezione fessurata nella mezzeria di una trave o di una piastra o all'incastro di una mensola. Se vengono usati altri livelli di tensione i valori del prospetto 4.14 vanno di regola moltiplicati per  $250/\sigma_s$ , dove  $\sigma_s$  è la tensione nella sezione sopra descritta nella combinazione frequente dei carichi. Normalmente consigliabile assumere che:

$$\frac{250}{\sigma_s} = \frac{400}{f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}}$$

dove:  $A_{s,prov}$  è l'area di armatura effettivamente presente nella sezione data;  
 $A_{s,req}$  è l'area di armatura richiesta nella sezione per ottenere il momento resistente ultimo di calcolo richiesto.

- (5) Nell'interpretare il prospetto 4.14 vanno tenute presenti le seguenti ulteriori considerazioni:
- i valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili;
  - gli elementi in cui il calcestruzzo è poco sollecitato sono quelli in cui  $\rho < 0,5\%$  ( $\rho = A_s/bd$ ). Normalmente le piastre si possono considerare poco sollecitate;
  - se è noto il rapporto di armatura, si possono ottenere per interpolazione valori intermedi tra i casi di elevata e modesta sollecitazione, considerando i valori indicati per calcestruzzo poco sollecitato corrispondenti a  $\rho = 0,5\%$  e i valori per calcestruzzo molto sollecitato, corrispondenti a  $\rho = 1,5\%$ ;
  - per piastre con portanza bidirezionale la verifica sarà effettuata con riferimento alla luce minore, per piastre non nervate va di regola considerata la luce maggiore;
  - i limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzeria minore di  $|1/250|$  della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri, L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.

Prospetto 4.14 - Valori base dei rapporti luce/altezza utile per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale

Sistema strutturale	Calcestruzzo molto sollecitato	Calcestruzzo poco sollecitato
1. Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	18	25
2. Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	23	32
3. Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	25	35
4. Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	21	30
5. Mensole	7	10

#### 4.4.3.3. Verifica delle inflessioni mediante calcolo

- P(1) Se si ritiene necessario il calcolo, le inflessioni devono essere calcolate sotto condizioni di carico adeguate allo scopo della verifica.
- P(2) Il metodo di calcolo adottato deve rappresentare il comportamento reale della struttura sotto le azioni pertinenti, con un'accuratezza adeguata agli obiettivi del calcolo.
- (3) L'appendice 4 fornisce ulteriori informazioni sul calcolo delle inflessioni.