

tati delle verifiche condotte secondo l'uno o l'altro dei due metodi, almeno finché il tipo di analisi strutturale utilizzato è quello lineare.

#### 4.2. Compressione - verifica della sezione

Nel caso di compressione centrata occorre considerare un diagramma di deformazioni uniforme, con valore pari a  $\varepsilon_{c2}$  (NTC 08, punto 4.1.2.1.2.2, ed Eurocodice 2, punto 6.1). A tale deformazione corrisponde per il calcestruzzo la tensione  $f_{cd}$ , mentre l'acciaio sarà snervato (almeno per i tipi usati in Italia) e quindi con tensione pari a  $f_{yd}$  (fig. 3).

Lo sforzo normale limite per la sezione è ottenuto sommando il contributo di calcestruzzo ed acciaio e vale

$$N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot} = f_{cd} \left( A_c + \frac{f_{yd}}{f_{cd}} A_{s,tot} \right)$$

Questa espressione può essere confrontata con quella in precedenza indicata per verifiche alle tensioni ammissibili. Facendo riferimento ai valori di  $f_{cd}$  e del rapporto  $f_{yd} / f_{cd}$ , riportati in tabella 1 per le classi di calcestruzzo più usate per cemento armato ordinario, si constata che il contributo del calcestruzzo è maggiore di almeno un 30%, perché  $f_{cd}$  è circa il doppio di  $0.7 \bar{\sigma}_c$ , mentre i carichi usati allo SLU sono circa una volta e mezzo maggiori di quelli usati alle TA. Inoltre allo stato limite ultimo il contributo dell'acciaio compresso è sensibilmente maggiore, rispetto alle tensioni ammissibili, come mostrato dai valori del rapporto  $f_{yd} / f_{cd}$  rispetto al valore  $n$  che compariva nella formula delle tensioni

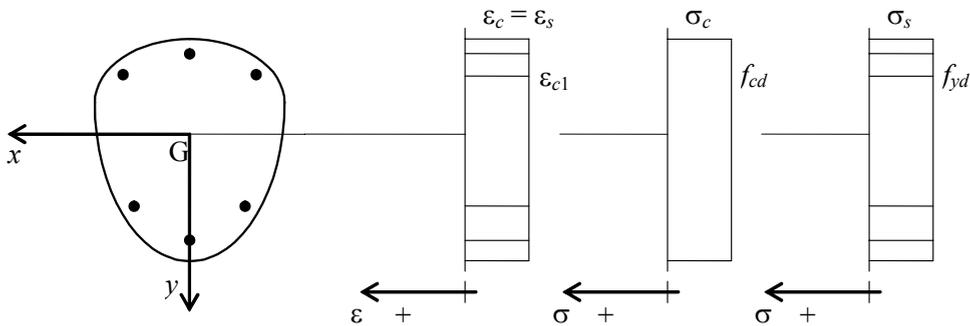


Fig. 3 - diagramma di deformazioni e tensioni per sforzo normale: comportamento non lineare (nota: diagrammi di  $\sigma_c$  e  $\sigma_s$  in scale diverse)

Tab. 1 - valori di  $f_{cd}$  e del rapporto  $f_{yd} / f_{cd}$ , per cemento armato ordinario

Classe	C20/25	C25/30	C28/35	C32/40
$f_{ck}$ [MPa]	20	25	28	32
$f_{cd}$ [MPa]	11.33	14.17	15.87	18.13
$f_{yd} / f_{cd}$	34.5	27.6	24.7	21.6

ammissibili. Ciò dipende dal fatto che allo SLU l'acciaio compresso può raggiungere lo snervamento, mentre alle TA il suo stato tensionale è condizionato dalla congruenza del calcestruzzo ed è quindi nettamente minore del valore ammissibile.

Occorre comunque notare che la vecchia norma italiana (D.M. 9/1/96, punto 4.2.1.2) prescriveva che lo sforzo normale fosse "minore di quello calcolato per compressioni centrate con una maggiorazione del 25% del coefficiente  $\gamma_c$ ". Questa riduzione, che rendeva equivalente nei due casi (SLU e TA) il contributo del calcestruzzo (ma non quello dell'acciaio) mirava a garantire che una sezione progettata a sforzo normale centrato fosse in grado di portare almeno un po' di momento flettente. Le nuove norme, italiane (NTC 08, punto 4.1.2.1.2.4) ed europee (EC2, punto 6.1), non contengono questa indicazione ma prescrivono di considerare sempre nella verifica un momento flettente, pari ad  $e N_{Ed}$ , con un'eccentricità  $e \geq 0.05 h$ , nonché  $\geq 20$  mm (per le NTC 08). Un semplice accorgimento per progettare una sezione a sforzo normale centrato e contemporaneamente soddisfare tale requisito è indicato nel paragrafo successivo.

**Esempio 6.** Si verifichi se la sezione descritta nell'esempio 1 è in grado di portare allo stato limite ultimo uno sforzo normale di compressione  $N_{Ed} = 1500$  kN.

Si ha  $N_{Rd} = f_{cd} A_c + f_{yd} A_{s,tot} = (14.17 \times 1500 + 391.3 \times 18.84) / 10 = 2863.1$  kN.

Lo sforzo normale sollecitante  $N_{Ed}$  è accettabile, perché minore di  $N_{Rd}$ . Per esprimere un giudizio definitivo occorre però effettuare una verifica a pressoflessione tenendo conto del momento flettente minimo previsto dalla normativa.

## 5. Progetto di una sezione compressa e prescrizioni di normativa

Prima di proporre una formula di progetto occorre richiamare le prescrizioni della normativa agli stati limite (italiana ed europea) che presen-

tano alcune differenze rispetto a quelli delle tensioni ammissibili. Sia le NTC 08 (punto 4.1.6.1.2) che l'Eurocodice 2 (punto 9.5.2) impongono che la sezione dell'armatura longitudinale sia non minore di  $0.10 N_{Ed} / f_{yd}$ , cioè tale da portare almeno il 10% dello sforzo normale<sup>1</sup>. Inoltre esse impongono di tener conto del fatto che la sezione non sarà mai soggetta solo a sforzo normale e richiedono che essa sia in grado di portare un momento flettente, sia pure non molto elevato, come precisato nel paragrafo precedente.

Si può partire da quest'ultima indicazione per ricavare un criterio di progetto semplice ed efficace. Utilizzando le formule di verifica che verranno esposte più avanti, per la flessione composta, si può riscontrare che una sezione soggetta ad un forte sforzo normale di compressione  $N_{Ed}$  può portare il momento flettente corrispondente ad un'eccentricità di  $0.05 h$  se la sua capacità ultima a sforzo assiale centrato,  $N_{Rd}$ , è almeno del 15% superiore a  $N_{Ed}$ . Tale considerazione è sostanzialmente indipendente dal fatto che la resistenza sia dovuta al calcestruzzo o all'armatura. Portando prudenzialmente tale margine al 20%, si può quindi progettare la sezione a sforzo normale centrato, usando come valore sollecitante  $1.2 N_{Ed}$ .

Un ulteriore problema è, a questo punto, decidere quale aliquota dello sforzo normale sia affidata al calcestruzzo e quale all'armatura. Come detto, ai fini del rispetto delle indicazioni di normativa sarebbe irrilevante privilegiare l'uno o l'altra, salvo imporre che l'armatura porti almeno  $0.1 N_{Ed}$ . Lo studio dei domini di resistenza  $M-N$ , che verrà sviluppato nel capitolo 10, mostra che in caso di sforzo normale basso la capacità resistente a flessione dipende in maniera sostanziale dalla quantità di armatura disposta. A parità di resistenza a sforzo normale centrato, per sforzi normali elevati è indifferente usare una sezione grande e poco armata o una più piccola e più armata, mentre per sforzi normali più bassi questa seconda è sicuramente preferibile. Si consiglia quindi di ripartire quel valore  $1.2 N_{Ed}$  dando all'armatura almeno  $0.2 N_{Ed}$  e quindi usando come formule di progetto

---

<sup>1</sup> Norme precedenti richiedevano che l'armatura portasse almeno il 15% dello sforzo normale.

$$A_{c,nec} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}}$$

$$A_{s,nec} = \frac{0.2 N_{Ed}}{f_{yd}}$$

Si noti che seguendo questa indicazione la percentuale geometrica di armatura da disporre vale

$$\rho = \frac{A_{s,nec}}{A_{c,nec}} = \frac{0.2 N_{Ed} / f_{yd}}{N_{Ed} / f_{cd}} = 0.2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

e varia quindi, per i calcestruzzi più comuni, tra lo 0.6 e lo 0.9%, valori non molto diversi dallo 0.8% richiesto dalla normativa precedente (col metodo delle tensioni ammissibili). In definitiva, la maggiore capacità portante a sforzo assiale dovuta al calcestruzzo e l'ancora maggiore contributo dell'armatura compressa nelle verifiche secondo il metodo degli stati limite non sono particolarmente sfruttati, a causa della necessità di portare anche momento flettente.

Nel progetto di strutture in zona sismica, le norme tecniche impongono ulteriori condizioni, tra cui principalmente l'obbligo di disporre – in ogni caso – una armatura nei pilastri non inferiore all'1% della sezione di calcestruzzo. Tenendo conto di tale limite, che è esteso anche alle zone a bassissima sismicità (salvo indicazioni contrarie a livello regionale), si potrebbe ridurre leggermente l'area di calcestruzzo rispetto a quanto indicato in precedenza. È anche vero, però, che il dimensionamento di pilastri in zona sismica è dettato da altri criteri, nei quali lo sforzo normale è solo uno dei dati da prendere in considerazione. Io suggerisco quindi di utilizzare le formule di progetto innanzi riportate in tutti i casi in cui è presente (quasi) esclusivamente sforzo normale, eventualmente aumentando l'armatura fino all'1% della sezione di calcestruzzo se la norma, o la sensibilità del progettista, lo richiede.

Altri limiti di normativa, come la richiesta che l'area di ferro sia non inferiore allo 0.3% della sezione effettiva, nonché i limiti nei diametri delle barre longitudinali e delle staffe sono invariati. Solo per quanto riguarda il passo delle staffe le NTC 08 (punto 4.1.6.1.2) impongono che esso sia non superiore a 12 volte il diametro minimo delle barre, né a 25 cm. Ad esempio, usando come diametro minimo il  $\varnothing 14$  il passo delle

staffe dovrà essere al più 16.8 cm (e quindi, facendo cifra tonda, si useranno staffe  $\varnothing 8$  ogni 15 cm). L'Eurocodice 2 (punto 9.5.2) fornisce limiti meno forti: 20 volte il diametro minimo delle barre, la dimensione minore del pilastro, 40 cm. Questa norma aggiunge però che per le zone di estremità del pilastro, per un tratto pari alla maggiore dimensione della sezione del pilastro, ed in prossimità delle giunzioni per sovrapposizione il passo deve essere ridotto mediante un fattore 0.6. Io suggerisco di estendere questa indicazione anche nelle applicazioni "italiane" ed utilizzare quindi in tali tratti, nell'esempio appena citato, staffe  $\varnothing 8$  ogni 10 cm.

Indicazioni più stringenti sono riportate dalle norme sismiche, che però non sono oggetto del presente testo.

**Esempio 7.** *Si progetti col metodo degli stati limite la sezione e l'armatura di un pilastro, da realizzare in calcestruzzo di classe C25/30 e con acciaio B450C, sapendo che esso deve portare uno sforzo normale di compressione  $N_{Ed}$  pari a 1600 kN.*

Utilizzando l'espressione proposta si ottiene

$$A_{c,nec} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd}} = \frac{1600 \times 10^3}{14.17} \times 10^{-2} = 1129 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,nec} = \frac{0.2 N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0.2 \times 1600 \times 10^3}{391.3} \times 10^{-2} = 8.18 \text{ cm}^2$$

Se si vuole utilizzare una sezione rettangolare con un lato pari a 30 cm, l'altro lato dovrà essere almeno di 40 cm. Dovendo disporre barre in numero pari e ad una distanza mutua non superiore a 25 cm (ma neanche troppo bassa), nel caso in esame si potrebbero usare 4  $\varnothing 14$  agli spigoli e 2  $\varnothing 14$  al centro del lato lungo, che danno un'area totale pari a 9.24 cm<sup>2</sup>, pari allo 0.77% dell'area di calcestruzzo.

## 6. Pilastri cerchiati

Elementi strutturali come i pilastri sono soggetti nella quasi totalità dei casi a compressione uniassiale. È però ben noto che la resistenza del calcestruzzo aumenta notevolmente se esso è compresso anche in direzione trasversale, cioè è soggetto a compressione triassiale. In particolare si può ritenere che non si avrà rottura quando la tensione di compressione trasversale  $\sigma_{c,trasv}$  è una opportuna aliquota della tensione lon-