

III.3.4 COMPRESSIONE CENTRATA (S.L.E. – S.L.U.)

I pilastri centrali dell'edificio si ipotizzano sottoposti a carichi centrati, da quasi permanenti "Q" a rari "R", ($\Delta N = 30\%$); l'ambiente si considera molto aggressivo

CALCOLO IN FASE ELASTICA - STATO LIMITE ULTIMO S.L.E.

$$\text{DATI} \left\{ \begin{array}{l}
 N_{Sd} = \gamma_q N_{B2} = 1.0 \cdot 1242 = 1242 \text{ KN} \\
 f_{cd} = 1.0(1242 + 0.3 \cdot 1242) = 1615 \text{ KN per sisma sussultorio "R"} \\
 f_{cd} = \frac{0.4 f_{ck\infty}}{\gamma_c} = \frac{0.4 \cdot 0.83 \cdot 2.5 \cdot 0.85}{1.0} = 0.70 \text{ KN/cm}^2 = 70 \text{ kg/cm}^2 \text{ "Q"} \\
 f_{cd} = 0.6 f_{ck} / \gamma_c = 1.24 \text{ kN/cm}^2 = 124 \text{ kg/cm}^2 \text{ "R"} \\
 f_{yd} = f_{yk} \cdot 0.5 \cdot 0.44 = 22 \text{ kN/cm}^2 = 2200 \text{ kg/cm}^2 \text{ "Q"} \\
 f_{yd} = (0.7 f_{yk} = 28 \text{ kN/cm}^2 \text{ per carichi rari) "R"} \\
 \alpha = \frac{E_s}{E_{C\infty}} = 15; \quad A_{Smin} \geq 0.15 \frac{N_{Sd \text{ RARI-ESER.}}}{f_{yd}}
 \end{array} \right.$$

$$\text{INCOGNITE} \left\{ \begin{array}{l}
 A_{Smin} = 0.15 \frac{1615}{22.0} = 11.0 \text{ cm}^2 \quad \rho \div 1.0\% \\
 A_C = \frac{N_{sd} / f_{cd}}{[1 + (\alpha - 1) \rho]} = 1595 \text{ cm}^2 < 40 \times 40 \text{ cm}^2 \\
 A_S = \rho A_C = 0.008 \cdot 1600 = 12.8 \text{ cm}^2 \leq 4\phi 22 \geq A_{Smin}
 \end{array} \right.$$

CALCOLO A ROTTURA - STATO LIMITE ULTIMO S.L.U.

$$\text{DATI} \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = \gamma_p G + \gamma_d Q = 1775 \text{ KN} \\ f_{cd\infty} = \frac{f_{ck\infty}}{\gamma_c} = \frac{0.83 \cdot 2.5 \cdot 0.85}{1.6} = 1.1 \text{ KN} / \text{cm}^2 \\ = \frac{f_{cd\infty}}{1.25^*} = 0.88 \text{ kN} / \text{cm}^2 \text{ ulteriore riduzione da norme italiane} \\ d_U = \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 36.8 \text{ cm}; \quad \rho_{min} \div 1.0\% \end{array} \right.$$

$$\text{INCOGNITE} \left\{ \begin{array}{l} A_c = \frac{N_{sd} / f_{cd}}{[1 + (\alpha_U - 1) \rho]} = \frac{1775 / 0.88}{(1 + 43.5 \cdot 0.008)} = 1496 \text{ cm}^2 < 40 \cdot 40 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0.008 \cdot 1496 = 14.96 \text{ cm}^2 < 4\phi 22 = 15.2 \text{ cm}^2; \quad \rho = 0,9\% \end{array} \right.$$

E opportuno armare la sezione **40x40** con **8 ϕ 16** per ripartire meglio la distanza fra i ferri longitudinali, in modo da prevenire la fessurazione. e resistere meglio alle sollecitazioni deviate.

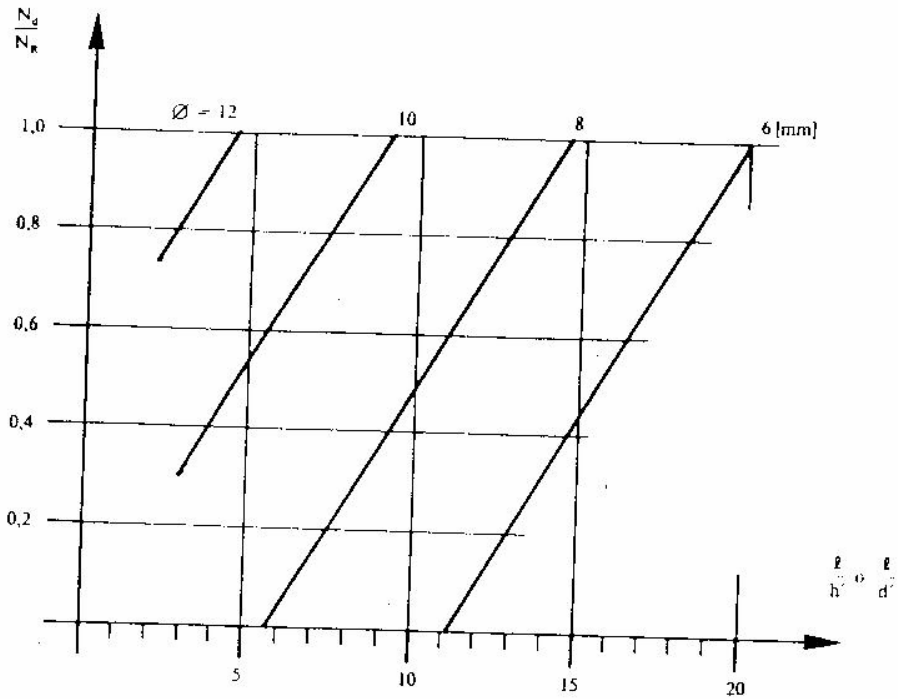
Ciò consente inoltre una staffatura diagonale nei tratti:

$$\Delta \ell = 0'12 \ell + 30 \text{ cm}$$

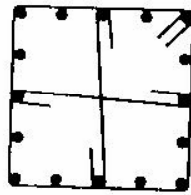
di base e sommità dei pilastri come mostrato in figura tratta da Favre, Jaccoud, Koprna, Radojicic "Progettare in calcestruzzo armato " Ed. Hoepli ,specie in zona sismica .in cui le staffe devono essere ripiegate ad uncino a 135° all'interno del conglomerato, per il massimo cerchiaggio dei ferri , da favorire anche con altri sistemi.

Gli aspetti funzionali suggeriscono ingombri dei pilastri **30 x 50** , con 8 ferri longitudinali e staffe che abbracciano anche i ferri interni , anche tramite traversini, e con passo delle staffe:

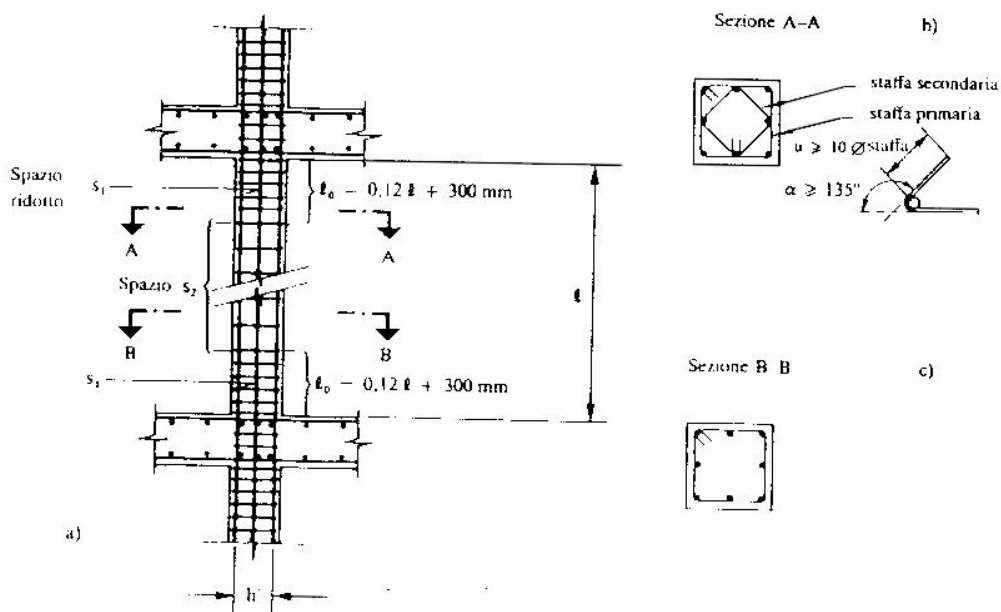
$$\text{STAFFE } \phi 8 / 20 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} i \text{ staffe} \leq 15\phi \leq 25 \text{ cm} \\ \phi_{\text{staffe}} \geq \phi 6 \leq \frac{\phi_{LONG}}{4} \\ \phi_{LONG \text{ min}} \geq \phi 12 \end{array} \right.$$



Diametro delle staffe in funzione dell'azione assiale adimensionalizzata N_d/N_R e della snellezza l/h' o l/d'



Disposizione dell'armatura trasversale nelle zone lontane dagli estremi.



Disposizioni costruttive.

La figura indica il diametro delle staffe in funzione della snellezza dei pilastri e del rapporto N_{sd}/N_{rd} , ovvero del fattore parziale di sicurezza affetto anche dall'eccentricità iniziali costruttive M

La vigente normativa sismica è molto più restrittiva per il passo delle staffe prescritto a:

$$A_s \leq 12,5cm \leq 6\Phi_{long} \leq d / 4_{lo}$$

Il dimensionamento allo stato limite ultimo può portare a dimensioni sezioni minori del metodo delle tensioni ammissibili specie per compressione centrata, con risparmi peraltro non giustificate dall'importanza statica nevralgica dei pilastri, essendo oltretutto il metodo rigoroso non essendo presente in tal caso, come già detto, la parzializzazione della sezione del pilastro.

Si noti la "concentrazione" dei carichi e delle sollecitazioni sui pilastri rispetto a quelle ripartite sulle murature, (v. III.3.2), aspetto prezioso in caso di evento sismico, in quanto anche le forze d'inerzia si ripartiscono sui muri e sulle bibliche testate d'angolo, anziché infierire su pilastri e nodi "puntuali", specie con travi a spessore.

In presenza invece di pressoflessione, specie ciclica sismica, la parzializzazione appena si supera il momento di fessurazione, comporta maggiori amplificazioni spettrali per riduzione del periodo proprio, come delineato in III. 1.7.

Importante è poi realizzare pilastri più resistenti delle travi, ovvero nel nodo i momenti agenti provenienti dai pilastri devono superare quelli resistenti provenienti dalle travi:

$$(M_{sup} + M_{inf})_{sd} \geq 1,2(M_{sin.} + M_{destr})_{rd}$$

Analogamente, sempre per il rispetto della gerarchia di collasso, non si deve instaurare all'estremità 1e2 di ciascun pilastro la rottura fragile per taglio prima di quella duttile flessionale, ovvero:

$$V_{rd} \geq 1,2(M_{r1} + M_{r2}) / h$$

ed ugualmente per le travi, che devono inoltre essere più deboli dei pilastri.

Si richiama il concetto del fattore di struttura $q=4,5$, descritto in I.4, caratterizzante la duttilità globale di una struttura in c.a. ovvero la gerarchia delle resistenze (capacity design), per cui tanto migliore è la diffusione fra le varie membrature della capacità di dissipare l'energia sismica, tanto più q è elevato e si approssima alla duttilità μ del singolo elemento strutturale, Viceversa la presenza di un collasso locale (piano soffice) rende $q \ll \mu$, per esprimere quantitativamente il fenomeno, sino al valore $q=1$ per strutture rigide, che cioè non presentano riduzioni dell'accelerazione al suolo.

