

III.4.2-DIMENSIONAMENTO A SFORZO NORMALE CENTRATO

Considerato il maggiore effetto dei carichi permanenti sulle fondazioni rispetto a quelli accidentali, ha scarso senso un'analisi ponderale; tramite fattori parziali di sicurezza differenziati; per esempio si può assumere:

$$\text{S.L.E.} \quad N_{Sd} = G_K + \sum_i (0.2 \div 0.6) \cdot Q_{iK}$$

$$\text{S.L.U.} \quad N_{Sd} = 1.4 G_K + 1.4 \cdot 0.5 Q_{iK}$$

Con riferimento a quest' ultimo stato limite risulta allora per il pilastro 2B:

$$N_{Sd} \cong 1500 \text{KN} = 150 \text{t.}$$

Le successiva considerazioni sull'interazione terreno struttura evidenziano il ruolo delle deflessioni (ovvero $\sum Q_\delta$) che nel caso dei plinti agiscono direttamente sulle travi in elevazione, che tendono in generale a ripristinare gli effetti iperstatici ,assenti in fondazione, e di conseguenza anche a modificare la differenza delle reazioni tra i pilastri di spina e quelli di facciata, specie per effetto dei fenomeni viscosi nel tempo.

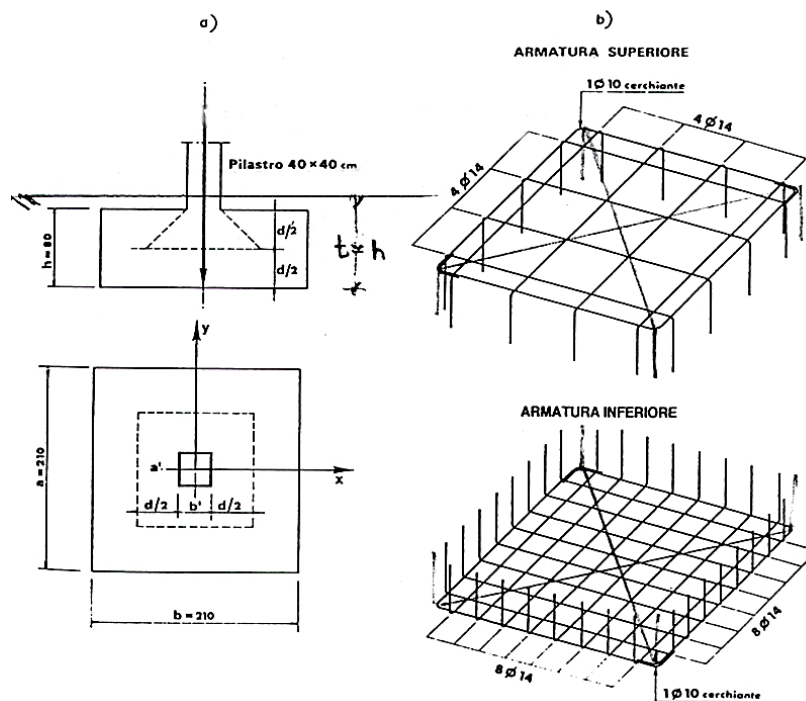


Fig. G2 Dimensionamento di un plinto soggetto a carico entrato:
a) schema dei carichi e carpenteria; b) armatura c

Peso proprio del plinto di primo tentativo:

$$G_{pd} = 1/10 N_{sd} = 150 \text{ KN}; \quad R_{td} = 1650 \text{ KN} = 165 \text{ t};$$

si è trascurato il peso della terra sopra il plinto:

$$G_{td} = 1.4(2.1 \cdot 2.1 \cdot 0.3 \cdot 1.9) = 3.5 \text{ t} = 35 \text{ kN}.$$

$$R_{td} = N_{sd} + G_{pd} + G_{td}$$

Tensione ammissibile del terreno $\sigma_{ta} = 2.7 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 0.027 \text{ kN} / \text{cm}^2$

$$ab = \frac{R_{td}}{\gamma_p \cdot \sigma_{ta}} = \frac{165000}{1.4 \cdot 2.7} = 43650 \text{ cm}^2 \leq 210 \cdot 210 \text{ cm}^2$$

$\gamma_p = 1.4$ fattore parziale di sicurezza per carichi permanenti SLU, per confrontarsi con la pressione di contatto ultima.

In pratica si riducono i carichi nuovamente di 1,4 , per riportarsi al calcolo classico alle tensioni ammissibili del terreno.

Il criterio semiprobabilistico agli stati limite evidenzia peraltro l'importanza di valutare il valore limite inferiore della resistenza del terreno penalizzandola con il fattore parziale di sicurezza , in generale specie in zona sismica, si assumono i parametri di resistenza residui a vari cicli di prova ,per cui

$$c_r = 0 \quad ; \quad \varphi = \varphi_r$$

Calcolo delle altezze del plinto in base alla verifica a punzonamento, essendo p il perimetro tratteggiato in figura, valutato per tentativi:

$$N_{sd} \leq \tau_{pd} pd \cong f_{ctd} pd \quad (\text{vedi S.L.U. a taglio})$$

$$d = \frac{1500}{4 \cdot 70 \cdot 0.1} = 53 \text{ cm} \rightarrow h = 60 \text{ cm}.$$

Se si considera il comportamento a biella del calcestruzzo:

$$d = \frac{2 \cdot 210 \cdot 40}{3 \cdot 2} = 56 \text{ cm}, \text{ ovvero il plinto è tozzo:}$$

$$\frac{h}{2} < c < 2h \rightarrow 30 < \frac{210 - 40}{2} < 120 \text{ cm}.$$

L'armatura del corrente inferiore dello schema a traliccio:

$$A_s = \frac{N_{sd}(a-a')}{8d f_{yd}} = \frac{1500(210-40)}{8 \cdot 55 \cdot 44} = 13.2 \text{ cm}^2$$

si dispongono 8Φ14 per lato e 2Φ16 diagonali, sono disegnati avendo adottato plinti senza extradosso inclinato.

Si adotta un plinto basso, $\bar{d} = 40 \text{ cm}$, risulta:

$$M_{sd} = \frac{l}{12} \gamma_p \sigma_{ta} a^3 = 29172 \text{ kN cm}$$

$$A_s = \frac{M_{sd} l}{0.9d \cdot f_{yd}} = 18.4 \text{ cm}^2$$

La precedente armatura diventa tutta Φ 16. si è adottato lo schema di calcolo costituito da 4 mensole "sciolte"

