Strutture di fondazione

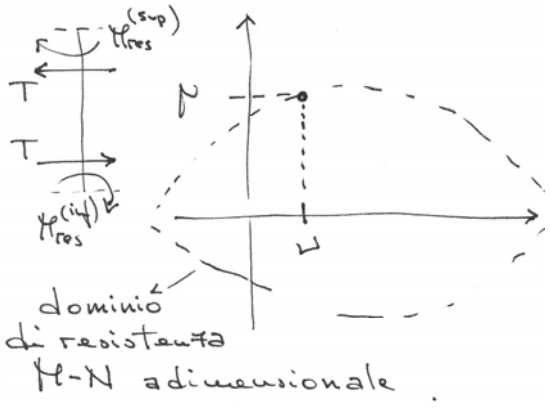
Nell'ambito dell'analisi e del progetto delle strutture di fondazione relative ad un sistema strutturale intelaiato in c.a., con riferimento al caso di opere fondali dirette, il presente contributo si propone l'obiettivo di sintetizzare in primo luogo le disposizioni contenute nella nuova normativa tecnica, e poi di descrivere i metodi di calcolo relativamente al caso di plinti isolati e travi di fondazione. Si precisa come il solo stato limite ultimo di natura strutturale è stato preso in esame e che si ci focalizza sul comportamento dell'oggetto resistente senza analizzare il cruciale problema dell'interazione tra terreno e struttura.

La prima banale considerazione da fare è legata alla funzione delle opere fondali, che si occupano di trasferire al terreno le sollecitazioni provenienti dalla struttura in elevazione nelle diverse configurazioni di carico cui essa è soggetta. Tali sollecitazioni dipendono, chiaramente dalla filosofia di progetto adottata per il sistema resistente in elevazione. In particolare, con riferimento alle azioni sismiche, la scelta della classe di duttilità, "A" o "B", modifica l'entità delle sollecitazioni.

In ogni caso la nuova norma prevede che le verifiche vadano compiute assumendo come azioni sulle fondazioni le <u>resistenze</u> degli elementi strutturali soprastanti.

Nello specifico una volta valutato lo sforzo normale agenti sui ritti relativamente alla combinazione di carico sismica, si deve andare a valutare il massimo momento resistente corrispondente a tale valore dello sforzo normale, e il corrispondente taglio all'equilibrio:

$$T = \frac{M_{res}^{(sup)} + M_{res}^{(inf)}}{h}$$



Il taglio ed il momento così valutati devono essere tuttavia non maggiori di 2 valori:

- valore delle sollecitazioni corrispondenti alla combinazione sismica amplificata di un coefficiente γ_{RD} pari a 1,1 in classe di duttilità "B" e 1,3 in classe "A"
- valore delle sollecitazioni corrispondenti ad un'analisi elastica con azioni sismiche valutate con $q = 1$

Se ciò non accade si considererà il più piccolo dei due valori succitati

In fase di progetto si impone che le fondazioni presentino un comportamento di tipo elastico, non ci sono quindi da prendere specifici accorgimenti per garantire un opportuno livello di duttilità, l'unica indicazione fornita è relativa all'armatura longitudinale che deve essere in percentuale geometrica non inferiore allo 0,2% sia inferiormente che superiormente per tutto lo sviluppo dell'elemento (DM 14/01/08 punto 7.2.5).

Altra considerazione importante di carattere progettuale nel caso di fondazioni dirette è l'eventualità che possano verificarsi spostamenti differenziali tra i diversi elementi. La norma prevede che tali spostamenti e gli effetti che essi producono siano neutralizzati mediante la posa in opera di un reticolo di travi di collegamento in grado di assorbire le forze assiali ad essi conseguenti. In mancanza di analisi più approfondite tali forze possono essere valutate come:

$\pm 0.3\ N_{Sd}\ a_{max}/g$ (profilo stratigrafico classe B)

$\pm 0.4\ N_{Sd}\ a_{max}/g$ (profilo stratigrafico classe C)

$\pm 0.6\ N_{Sd}\ a_{max}/g$ (profilo stratigrafico classe D)

con N_{Sd} sforzo normale medio calcolato sugli elementi collegati dalla fondazione, a_{max} accelerazione massima attesa al sito.

L'accelerazione massima attesa al suolo si valuta come:

$$a_{max} = a_g \cdot S_s \cdot S_T$$

a_g: accelerazione massima su sito di riferimento rigido

S_s: coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T: coefficiente di amplificazione topografica

Infine si noti che nel caso di terreno classe "A", e anc per i siti che ricadono nella ex zona 4, non è necessari prevedere elementi di collegamento, mentre per quelli clas "E" bisogna effettuare una ulteriore classificazione: nel ca i terreni del substrato interessato dall'opera sono mediam addensati e consistenti, essa si ingloba nel caso di terr classe "C", nel caso di scarsa consistenza bisogna far ri ferimento alla classe "D". (DM 14/01/08 punto 7.2.5.1)

Chiarite le azioni da utilizzare nel calcolo andiamo ac esaminare le metodologie di progetto e verifica nel cas di fondazioni isolate o continue.

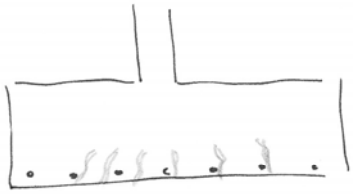
Una piccola nota è relativa alla forma degli element di fondazione, oggi i costi della manodopera e delle casseforme superano nettamente quelle dei materiali, ec il motivo per il quale in sede di scelta della forma dell'elemento resistente si tendono a preferire ele- menti parallelepipedi a quelli tronco-conici o a gradini

Per comprendere meglio i criteri di dimensionamento e verifica che affronteremo è opportuno esaminare i principali meccanismi di rottura che possono interessare un elemento di fondazione:

(1)

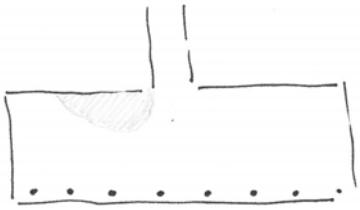
Caso di rottura fragile per flessione, è il caso in cui dalla parte delle fibre tese si dispone meno armatura che i minimi regolamentari

(2)



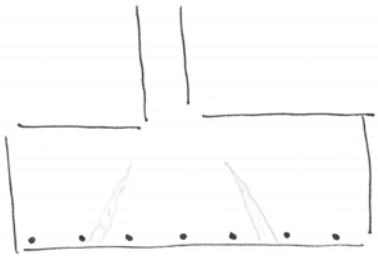
Caso di rottura duttile per flessione in condizioni di rottura l'acciaio è snervato. La fessurazione è diffusa anche se non visibile, perché a contatto con il terreno.

(3)



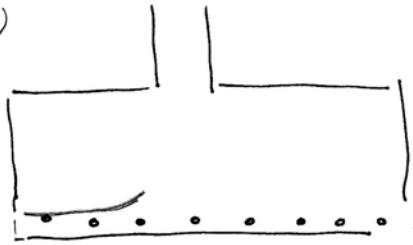
Caso di rottura per crisi del calcestruzzo a flessione. In genere è anticipata da una fessurazione normale al piano di flessione. Si verifica per sezioni molto armate ed è piuttosto infrequente

(4)



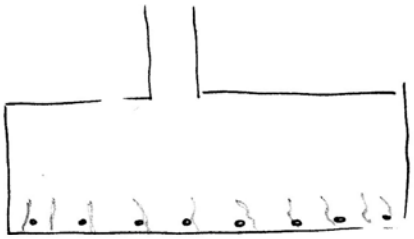
Caso di rottura per taglio. Le fessure sono inclinate di un angolo prossimo ai 45°

(5)



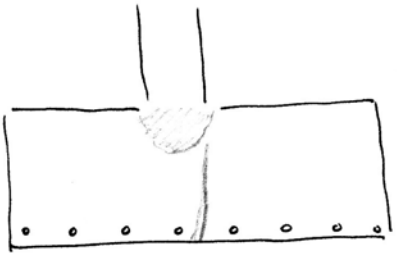
Caso di rottura per difetto di ancoraggio delle barre. La fenura si forma nel piano delle armatura e si propaga fino al bordo

(6)



Caso di eccessiva fessurazione in condizioni di servizio.
La sezione è chiaramente non a collano, tuttavia questa situazione è da considerarsi una premessa per un collasso del tipo (1)-(2) a causa della presenza di umidita' e di agenti aggressivi nel terreno.

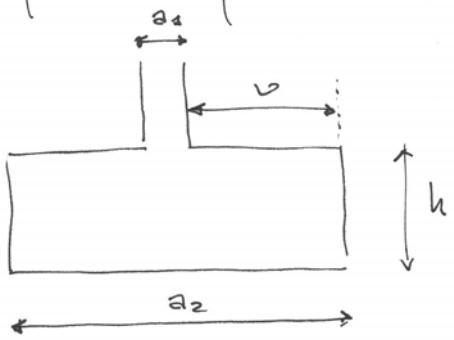
(7)



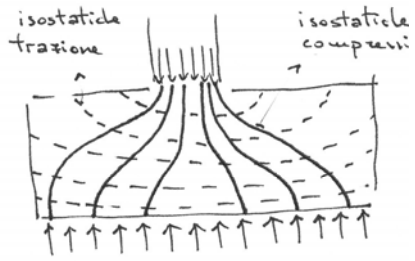
Caso di collano dell'armatura nell'ambito del meccanismo tirante-puntone che si sviluppa nell'ambito di fondazioni rigide. E' una modalità molto rara.

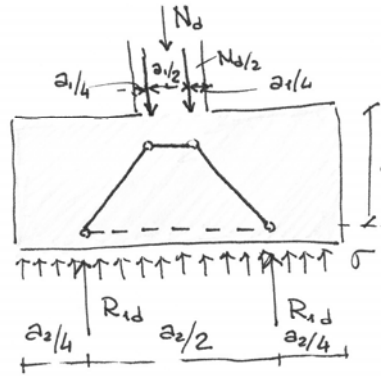
Nell'ambito del dimensionamento di una fondazione il primo passo da compiere è la valutazione dell'area di impronta, le cui dimensioni devono essere tali da garantire delle pressioni massime sul terreno che non salano oltre un valore definito "ammissibile" (in genere tra 1-5 kg/cm²) per il quale il sistema fondazione-terreno collasa, previa applicazione, chiaramente, di un opportuno coefficiente di sicurezza. Tale valutazione è già stata oggetto di corsi precedenti.

Si intende, invece, in questo contesto soffermarci sul comportamento meccanico dell'elemento fondazione rispetto al quale risulta opportuno distinguere fondazioni rigide $\frac{v}{2h} \leq 1$ e fondazioni flessibili $\frac{v}{2h} > 1$ (vedi figura)



Nel caso di fondazioni rigide l'ipotesi di Bernoulli-Navier in base alla quale le sezioni restano piane in configurazione deformata non è più affidabile. Se si guarda all'andamento qualitativo delle isostatiche di compressione e trazione, tuttavia, si capisce come sia possibile schematizzare il comportamento dell'elemento con un meccanismo a trave reticolare (modellazione strut and tie)

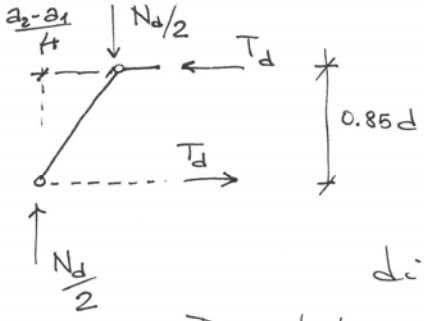




Tale meccanismo prevede tre puntoni ed un tirante nella parte inferiore, che deve essere fisicamente rappresentato da un'opportuna armatura.

Nell'ipotesi di <u>carico centrato</u>, andiamo a valutare lo sforzo all'interno del tirante:

$$T_d = \frac{N_d}{2} \cdot \left(\frac{a_2 - a_1}{4}\right) \cdot \frac{1}{0.85\, d}$$



Tale relazione si ottiene scrivendo l'equilibrio alla rotazione di met elemento reticolare, supponendo che i due correnti si trovino ad una distanza pari 0.85 d

Da tale relazione è possibile calcolare l'armatura in zona tesa imponendo che:

$$A_{s,l} \geq \frac{T_d}{f_{sd}} = \frac{N_d}{8 f_{sd}} \frac{(a_2 - a_1)}{0.85\, d}$$

In questo sviluppo abbiamo fissato una inclinazione della biella compresa e si è affidato lo sforzo di trazione ad un tratto di armatura di lunghezza $a_2/2$ uniformemente teso. In realtà intuizione fisica suggerisce che l'elemento tirante non sia uniformemente sollecita ma abbia un impegno crescente mano mano che si va verso il centro dell'elemento. Un modello appena più complicato porta alla relazione:

$$(*) \quad T = \frac{N(a_2 - a_1)}{d\, a_2^2} \left[\frac{a_2^2 - 4x^2}{8} \right] \quad \text{con } 0 \leq x \leq a_2/2$$

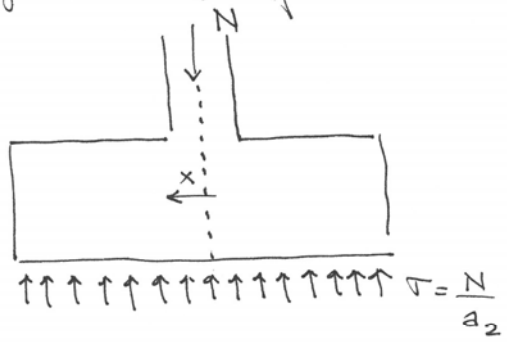
e nullo in corrispondenza del pilastro.

che, secondo previsioni, restituisce il valore massimo di T per $x = 0$:

$$T_{max} = \frac{N(a_2 - a_1)}{8\, d}$$

E' interessante confrontare la (*) con lo sforzo nel tirant nell'ipotesi di comportamento a mensola della parte

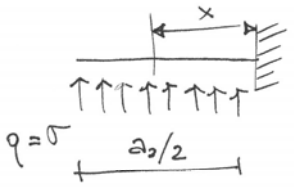
aggettante di fondazione. In tal caso il momento al variare di "x" può riscriversi:



$$M = q \cdot \left(\frac{a_2}{2} - x\right) \cdot \frac{\left(\frac{a_2}{2} - x\right)}{2} =$$

$$= \frac{q}{2}\left(\frac{a_2}{2} - x\right)^2 = \frac{q\,(a_2 - 2x)^2}{8} =$$

$$= \frac{N}{a_2}\,\frac{(a_2 - 2x)^2}{8}$$

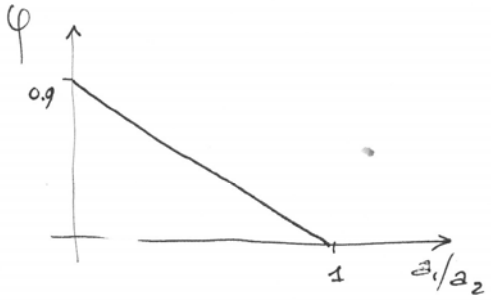


Detto così "0.9 d" il braccio della coppia interna si ottiene:

$$T_f = \frac{N}{0.9\,d\,a_2}\,\frac{(a_2 - 2x)^2}{8}, \quad \text{da cui} \quad T_{f,max} = \frac{N\,a_2}{8 \cdot 0.9\,d}$$

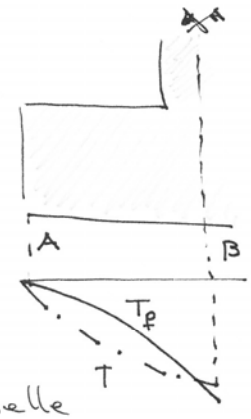
Si noti come questa espressione non consideri l'ampiezza del pilastro a_1. Studiando l'andamento del rapporto:

$$\varphi = \frac{T_{max}}{T_{f,max}} = \frac{\cancel{N}\,(a_2 - a_1)/\cancel{8d}}{\cancel{N}\,a_2/\cancel{8} \cdot 0.9\,\cancel{d}} = 0.9\left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)$$



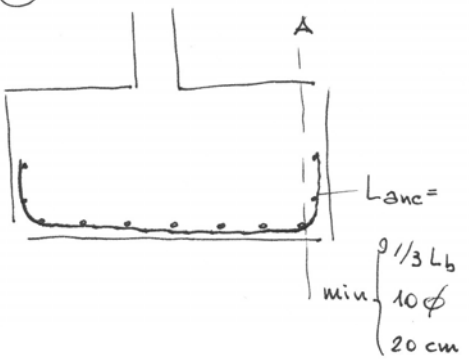
Se $a_1 << a_2$, ovvero se ν è massimo, le due formulazioni sono simili, se invece a_1 aumenta e quindi ν diminuisce si ottiene un significativo risparmio di armatura utilizzando il modello strut and tie, rispetto alla più semplice mensola equivalente

Volendo confrontare gli andamenti si ottiene il risultato in figura. Si ricordi ora come le forze di aderenza che una armatura sviluppa per trasferire il suo sforzo al calcestruzzo dipendono dalla variazione di sforzo nell'armatura. L'ancoraggio delle barre avviene nel punto A, cosicché se il modello utilizzato è quello della mensola e se esso rappresenta il reale comportamento meccanico del sistema non c'è bisogno di prevedere un ancoraggio rigidificativo, al contrario se il meccanismo attivo è tipo strut and tie, l'ancoraggio andrà studiato in maniera accurata. (figura ⊛)

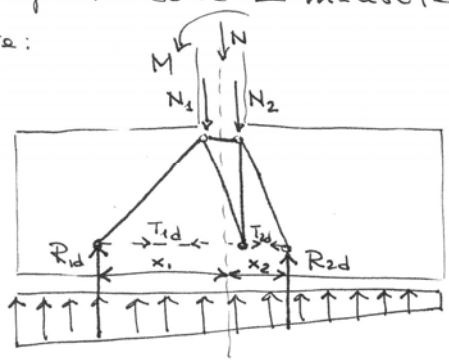


Questo è quello che accade nel caso in cui ci sia sforzo normale centrato, nella quasi totalità dei casi di interesse pratico, invece, il carico è eccentrico e bisogna considerare un traliccio avente sviluppo più articolato.

⊛



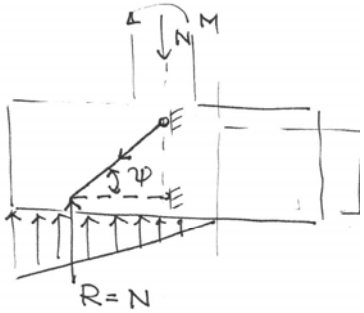
Un esempio è fornito nella figura sottostante, in cui X_1 e X_2 sono le distanze dal centro delle risultanti agenti sulle 2 mensole contrapposte:



Si noti in questo caso la classica configurazione a maglie triangolari del traliccio, nel caso precedente l'elemento trapezio era in equilibrio per la "simmetria" della condizione di carico, la quale non si verifica in questo caso. Omettendo gli sviluppi numerici, la trazione massima in questo caso risulta pari a:

$$T_{1d} = R_{1d} \cdot \frac{x_1 - 0.25\, a_1}{0.85\, d} \leq A_s f_{sd}$$

da cui il calcolo dell'armatura.



Infine nel caso di grande eccentricità il problema si riconduce al calcolo di una mensola tozza, ovvero:

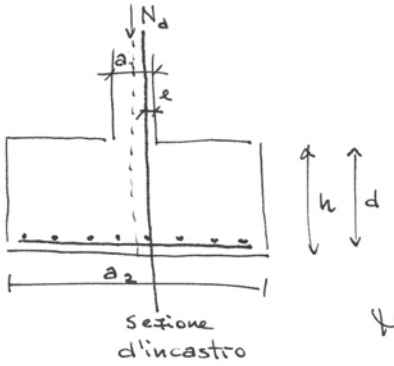
$$1)\quad N_c \cdot \sin\psi + N = 0 \longrightarrow N_c = -\frac{N}{\sin\psi}$$

$$2)\quad N_t + N_c \cdot \cos\psi = 0 \qquad N_t = -N_c \cdot \cos\psi = N \cdot ctg\,\psi$$

da cui per il progetto dell'armatura:

$$A_s f_{sd} \geq N \cdot ctg\,\psi \longrightarrow A_s \geq \frac{N \cdot ctg\,\psi}{f_{sd}}$$

Poniamo passare al caso di <u>fondazioni flessibili</u>.
L'ipotesi mensola a comportamento flessionale funziona bene l'unica attenzione da porre è legata al fatto che la letteratura suggerisce di porre l'incastro ad una distanza "0.15 a" dal filo esterno, se elemento in c.a., e di "0.25 a_1" se si tratta di muratura.



Nel caso di sforzo normale centrato, la reazione del terreno sarà pari a:

$$p = \frac{N_d}{a_2}$$ (per unità di lunghezza trasversale)

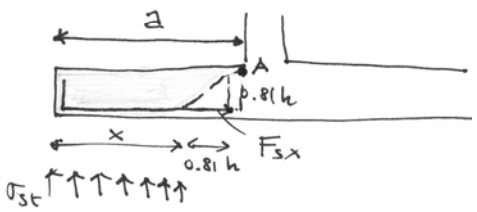
e il momento all'incastro sarà:

$$M_d = \frac{N_d}{2\,a_2}\left(\frac{a_2 - a_1}{2} + e\right)^2$$ (non è altro che $qL^2/2$)

Il progetto dell'armatura sarà così svolto allo SLU esattamente come si fa per una trave in elevazione soggetta a pura flessione

Per le verifiche di fessurazione bisogna dire che il generico approccio basato sul calcolo dell'ampiezza delle fessure utilizza delle formule che prendono spunto da esperienze su tiranti o travi e che quindi mal si adattano ad un tozzo blocco di fondazione. Si utilizzino dunque tali espressioni consci dei limiti che esse hanno in questo caso, si raccomandano, inoltre copriferri in ogni caso maggiori di 2,5 cm.

Studiamo ora le condizioni di ancoraggio delle armature longitudinali così calcolate. Supponiamo di metterci ad una distanza "x" dal bordo e sia F_{sx} la forza dell'armatura in tale sezione; supponendo una fessurazione a 45° e facendo l'equilibrio dell'elemento isolato dalla fessura, si ottiene:



$$F_{sx} \cdot 0{,}81h = x \cdot \sigma_{st}\left(a - \frac{x}{2}\right)$$ (equilibrio alla rotazione intorno ad A)

Nel caso in esame è $x = a - 0{,}81\,h$, sostituendo con semplici passaggi si ha:

$$(*)\quad F_{sx} = \frac{\sigma_{sd}}{1.62\,h}\left(a^2 - 0.66\,h^2\,ctg^2\theta\right)$$

L'equilibrio alla rotazione riguarda in particolare la sezione per $x = a$, per essa dovrà essere; essendo la sezione con il massimo sforzo nell'armatura, che la tensione nel ferro sia al limite pari a quella di snervamento:

$$0.81\,h \cdot A_s\,f_{sd} = \sigma_{sd}\,\frac{a^2}{2}$$

, posso così sostituire

$$\sigma_{sd} = \frac{1.62\,h\,A_s\,f_{sd}}{a^2}$$ nella (*)

ottenendo

$$F_{sx} = \frac{\cancel{1.62\,h}\,A_s\,f_{sd}}{\cancel{1.62\,h}\cdot a^2}\left(a^2 - 0.66\,h^2\,ctg^2\theta\right) =$$

$$= A_s\,f_{sd}\left(1 - 0.66\left(\frac{h}{a}\right)^2 \cdot ctg^2\theta\right)$$

Ora la lunghezza di ancoraggio netta si calcola come:

$$l_{b,net} = \frac{F_{sx}}{A_s\,f_{sd}} \cdot l_b = \left(1 - 0.66\left(\frac{h}{a}\right)^2 ctg^2\theta\right) \cdot l_b$$

se $\theta = 45°$ si arriva a:

$$l_{b,net} = \left(1 - 0.66\left(\frac{h}{a}\right)^2\right) l_b$$

questa si chiama lunghezza di ancoraggio di base. L'EC2 al 5.2.2.3 la definisce come:

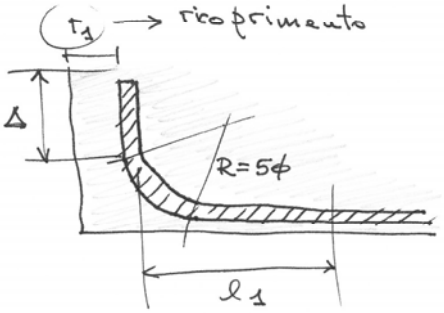
$$l_b = \frac{f_{yd} \cdot \phi}{4\,f_{bd}}$$

f_{yd}: tensione di snervamento

ϕ: diametro barra

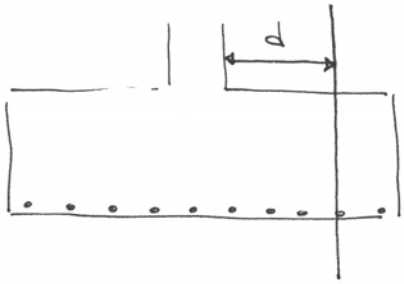
f_{bd}: tensione interfaccia acciaio-cls ($\cong 20 \div 30\ kg/cm^2$)

Le situazioni che si possono presentare in termini di ancoraggio dei ferri, avendo definito $l_1 = a - 0.81h - r_1$ sono le seguenti:



- $l_{b,net} \leq l_1$ l'ancoraggio si lascia dritto
- $0.7\, l_{b,net} \leq l_1$ si può effettuare un ancoraggio a gancio
- $0.7\, l_{b,net} > l_1$ si deve mettere in opera un ancoraggio a gomito di ampiezza $\Delta = 0.7\, l_{b,net} - l_1$ (vedi figura)

Poniamo passare alla verifica a taglio, che viene svolta con riferimento ad una sezione a distanza "d" dal filo esterno dell'elemento in elevazione, per cui il valore del taglio da considerare è pari a:



sezione di verifica a taglio

$$V_d = \frac{N_d}{a_2}\left(\frac{a_2 - a_1}{2} - d\right)$$

In tale sezione V_d dovrà essere minore del taglio assorbibile dal calcestruzzo senza specifica armatura:

$$V_d \leq V_{RD} = \left\{ \frac{0.18\,k}{\gamma_c}\left(100\,\rho_1 \cdot f_{ck}\right)^{1/3} + 0.15\,\sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d \geq$$

$$\geq \left(\sigma_{min} + 0.15\,\sigma_{cp}\right) b_w \cdot d$$

$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$

σ_{cp}: tensione media di compressione

b_w: larghezza minima della sezione

con $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ → altezza utile sezione in mm

$V_{min} = 0{,}035\, k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$

(NB: tutte le lunghezze vanno espresse in mm)

Nel caso di carico non centrato, l'analisi è del tutto analoga, l'unica cosa che cambia è la valutazione del momento, del taglio e della forza nell'armatura, vista la differente distribuzione delle tensioni sul terreno.
In particolare si ricorda che nel caso in cui la risultante cada nel terzo medio della base di appoggio, i valori massimo e minimo della tensione sul terreno, per unità di lunghezza trasversale valgono rispettivamente:

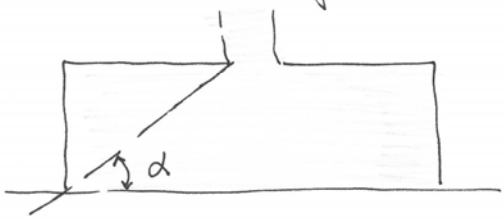
$$\sigma_{t_1} = \frac{N}{a_2} + \frac{6M}{a_2^2} \quad ; \quad \sigma_{t_2} = \frac{N}{a_2} - \frac{6M}{a_2^2}$$

Mentre nel caso in cui la sezione è parzializzata, la sezione reagirà per una estensione pari a $3 \cdot \left(\frac{a_2}{2} - e\right)$ e la massima tensione, sempre per unità di lunghezza trasversale, sarà pari a:

$$\sigma_{t_{max}} = \frac{2N}{3\left(\frac{a_2}{2} - e\right)}$$

Fino a questo punto ci siamo occupati del progetto dell'armatura di un plinto, poco abbiamo detto riguardo l'altezza dello stesso.
Con riferimento ai plinti flessibili, supposta nota la base di impronta, le condizioni da rispettare sono generalmente di 4 tipi.

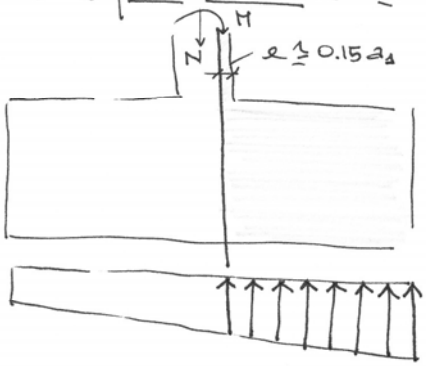
- Condizione geometrica: l'inclinazione della retta che unisce il filo esterno dell'elemento in elevazione con quello della base d'appoggio deve prevedere una inclinazione:



$$30° \leq \alpha \leq 45°$$

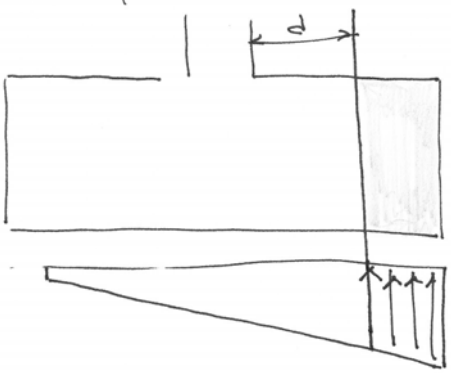
Valori di α minori di 30° sono sintomatici di un'altezza sottodimensionata (Questa condizione resta anche per i plinti rigidi)

- Comportamento a flessione: la sezione di verifica a flessione deve avere una quantità di calcestruzzo sufficiente a portare il momento agente in una



$$h = r\sqrt{\frac{M_d}{b}}$$

- Comportamento a taglio: la sezione di verifica a taglio deve avere abbastanza calcestruzzo da poter essere non armata:

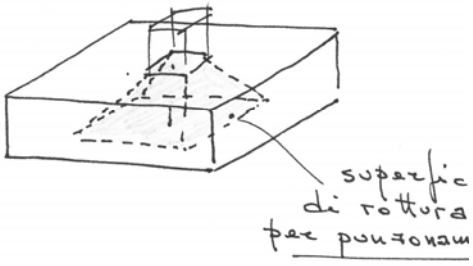


$$V_d \leq V_{RD}$$

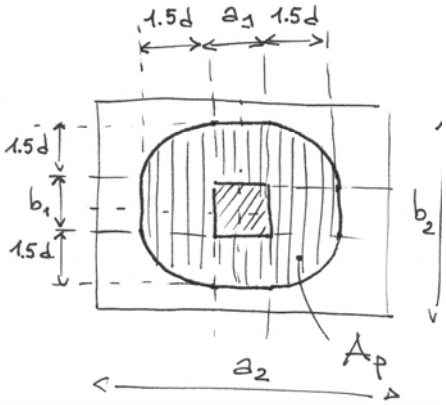
Il problema può essere risolto solo iterativamente, sia perché l'altezza utile "d" si presenta in maniera non lineare in V_{RD}, sia perché la stessa sezione di calcolo dipende da "d"

- Rottura per punzonamento

Questo fenomeno merita un approfondimento di carattere teorico. Esso si verifica per sviluppo di fenure in fiacitura inclinate a 45° approssimativamente, così come indicato in figura. Nonostante i numerosi studi sperimentali esistono diversi modelli che tentano di descrivere il fenomeno con resistenze nominali ottenute spesso molto diverse.



1) L'EuroCodice 2 utilizza come superficie di riferimento per le verifiche, S_p, una superficie che ha come direttrice l'asse del pilastro, come contorno quello in figura a lato e come altezza, l'altezza utile del plinto.



Il carico di punzonamento da considerare è ottenuto valutando la risultante della reazione del terreno sull'area di impronta esterna al perimetro critico:

$$V_{pd} = \sigma_{Sd} \left[a_2 b_2 - A_p \right]$$

La condizione da soddisfare è che sia:

media geometrica delle percentuali di armature $\sqrt{\rho_x \rho_y}$

$$\Phi V_{pd} \leq V_{pu} = S_p \cdot \tau_{rd} \, k \left(1{,}2 + 40 \rho_e\right) d$$

1 car. centrato ← Φ

1.15 carico eccentrico

(1.40 pilastri di bordo
1.50 ''' d'angolo)

S_p: perimetro limite $\begin{cases} 2.6 \text{ kg/cm}^2 & f_{ck}\ 200 \\ 3{,}0 \text{ ''''} & f_{ck}\ 250 \end{cases}$

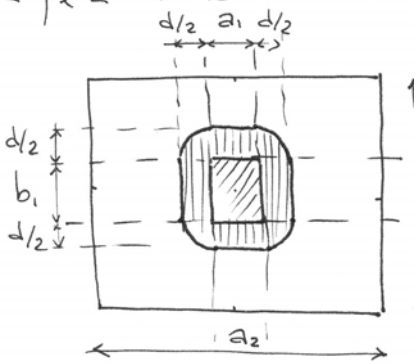
$k = \left| (1{,}6 - d) \right| \geq 1$

$d = \frac{d_x + d_y}{2}$

C'è una limitazione su ρ_l:

$$0.0015 \le \rho_l \le 0.015$$

2) La norma americana ACI 318-95 considera il perimetro critico posto a $d/2$ dal bordo del pilastro, con conseguente carico di punzonamento pari a:



$$V_{pd} = \tau_{td}\left[a_2 b_2 - (a_1+d)(b_1+d)\right]$$

Tale carico deve essere più piccolo del minore tra i seguenti tre valori

$$V_{pu}^{(1)} = 0.09\left(2+\frac{4}{\lambda}\right)\sqrt{f_{cd}}\,(p\cdot d)$$

$$V_{pu}^{(2)} = 0.09\left(\frac{\alpha_s d}{p}+2\right)\sqrt{f_{cd}}\,(p\cdot d)$$

$$V_{pu}^{(3)} = 0.35\sqrt{f_{cd}}\,(p\cdot d)$$

f_{cd} → sa espresso in N/mm^2

p → perimetro critico

λ → rapporto lato maggiore diviso lato minore del pilastro

α_s → tiene conto empiricamente delle eccentricità del carico

$\alpha_s = 40$ pilastri interni
$\alpha_s = 30$ " di bordo
$\alpha_s = 20$ " d'angolo

Volendo far riferimento alle disposizioni EC 2 per calcolare l'altezza minima a punzonamento si può seguire le seguenti indicazioni:

- porre $k = 1$ (in genere $d > 60$ cm)
- porre come valore di ρ_l il minimo a vantaggio di sicurezza ($\rho_l = 0.0015$)

Dunque $\tau_{rd}\cdot k\cdot(1{,}2+40\rho_l) = \text{cost.} = C$

e l'equazione da risolvere viene:

$$\sigma_{td}\left[a_2 b_2 - a_1\underbrace{(3d+b_1)} - b_1(3d+a_1) - \pi\underbrace{(1.5d^2)}\right] =$$

area di 2 rettangoli + area di un cerchio

$$= d\cdot\left[\underbrace{2\pi\cdot 1{,}5d}_{\text{perimetro del cerchio}} + \underbrace{2(a_1+b_1)}_{\text{perimetro del pilastro}}\right]\cdot C$$

che supponendo N_{pd} centrato $\left(\sigma_{td} = \frac{N_{pd}}{a_2 b_2}\right)$ porta alla seguente equazione

$$N - N\left(2\frac{a_1}{a_2}\frac{b_1}{b_2} + \frac{3d}{a_2 b_2}(a_1+b_1) + 2.25\pi\frac{d^2}{a_2 b_2}\right) =$$

$$= C\cdot\left(3\pi d^2 + 2d(a_1+b_1)\right)$$

che altri non è che un'equazione di 2° grado in "d", dalla quale ricavare il valore di "d" minimo

La nostra struttura si trova in zona sismica, come già detto salvo rari casi, in tale evenienza è necessario prevedere delle travi di collegamento tra i plinti in grado di trasmettere le azioni di compressione e trazione dovute al sism

Il dimensionamento della sezione parte da considerazioni legate a problemi di instabilità, in base alle quali è opportuno avere una altezza $h_t \geq \frac{l}{20}$

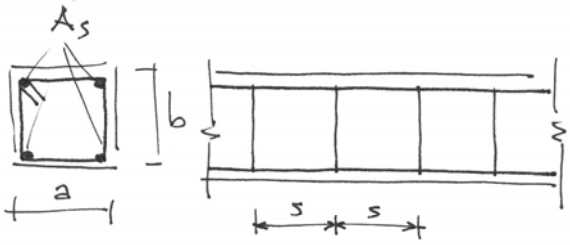
L'armatura va, invece, dimensionata in base allo sforzo di trazione massimo che la trave deve portare

(vedi pag. 3 di questi appunti). Detto N_t tale carico:

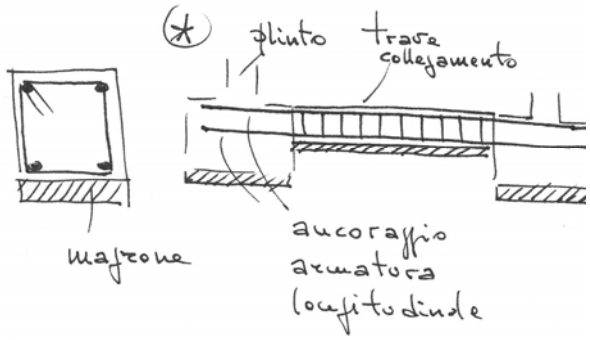
$$A_s \geq N_t / f_{sd}$$

La trave va armata anche con staffe le quali devono rispettare i seguenti limiti sul passo:

$$\begin{cases} s \leq \min(0.85\,a,\ 0.85\,b) \\ s \leq 30 \text{ cm} \\ s \leq 15\,\phi_l \end{cases}$$



Occorre sempre prevedere un magrone di pulizia sotto la trave dopo aver compattato il terreno sotto la trave, al fine di evitare fenomenazioni dovuto a cedimenti nel plinto.



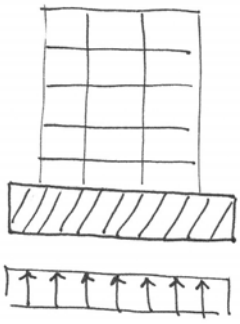
L'altro problema per questi elementi è il ritiro del calcestruzzo, essendo essi generalmente vincolati in elementi molto più rigidi. Al fine di evitare una rilevante fenomenazione dovuta a questo effetto sarebbe opportuno ancorare le barre come in figura (*) e predisporre un'armatura sovrabbondante rispetto al calcolo.

Fondazione su trave continua

L'aspetto cruciale per il dimensionamento delle travi di fondazione è capire quanto il complesso strutturale possa essere considerato rigido o flessibile rispetto al terreno e, di conseguenza, quanto sia lecita l'ipotesi di escludere cedimenti differenziali tra i diversi pilastri.

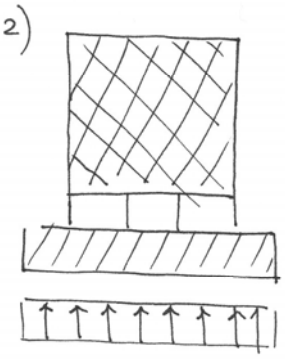
I casi che possono presentarsi sono principalmente 4, di seguito schematizzati

1)



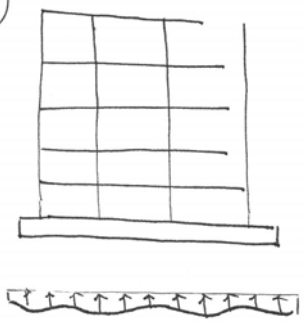
Struttura flessibile su fondazione rigida

2)



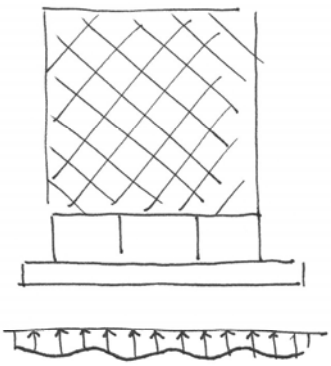
Struttura rigida su fondazione rigida

3)



Struttura flessibile su fondazione flessibile

4)



Struttura rigida su fondazione flessibile

E' importante sottolineare in questo ambito l'estrema difficoltà nell'effettuare una valutazione affidabile della rigidezza della sovrastruttura la quale varia in funzione dello stato di fessurazione in maniera anche molto significativa.

Analizzando le configurazioni tipo, si parta dal caso 2) in cui sia la sovrastruttura che la fondazione sono considerate infinitamente rigide. Per quanto attiene alla fondazione essa si può considerare alla stregua di un corpo rigido se le seguenti limitazioni sono soddisfatte

$$l_u \le 1{,}75 \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_t\, b}} \qquad l_s \le 0.88 \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_t\, b}}$$

l_u: luce netta tra i pilastri

EI: rigidezza trave fondazione

l_s: dimensione degli sbalzi

k_t: rigidezza terreno

b: larghezza base di impron

In tale situazione il terreno può certamente schematizzarsi con il modello di Winkler (peraltro se così non fosse non si capirebbe chi sia k_t nelle due formule di cui sopra), e la distribuzione delle tensioni sul terreno può ottenersi con sole considerazioni legate all'equilibrio, essendo noto che l'andamento delle deformazioni e delle tensioni sul terreno è lineare. Risultano, inoltre, note anche le azioni sulla fondazione, che altro non sono che le reazioni alla base dei pilastri calcolate nell'ipotesi di vincoli non cedevoli.

La risoluzione di trave rigida su suolo alla Winkler è stato oggetto di precedenti corsi, e si da per nota

Ciò che si intende invece far notare è come nelle ipotesi in cui siamo, sovrastruttura e fondazione possono essere studiate separatamente: l'effetto della fondazione è di natura vincolare, rappresentato dai vincoli fini alla base della struttura, mentre l'effetto della sovrastruttura sulla fondazione è rappresentata dai soli carichi trasferiti.

Analizzando ora i casi di sovrastruttura flessibile, schemi 1) e 3), in entrambi i casi la soluzione del problema è quella di studiare la sola trave isolata dal contesto strutturale come trave su suolo elastico alla Winkler soggetta ad una configurazione nota di carichi.
Infatti la deformazione della trave non è contrastata dalla sovrastruttura, avendo questa ultima rigidezza molto più piccola, e l'intensità dei carichi a essa trasmessi non è influenzata dai cedimenti differenziali
La trave va dunque studiata come elemento isolato, tuttavia per essa è possibile sia il modello di trave infinitamente rigida, sia quello di trave elastica a seconda del valore del parametro:

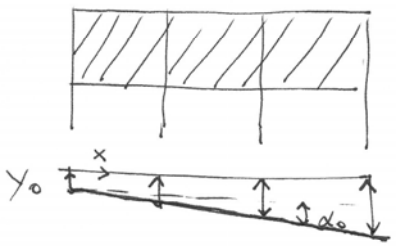
$$\frac{1}{\lambda} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k_t b}}$$

↳ lunghezza d'onda della risposta statica della trave

Si tenga presente in fase di progettazione che avere travi di fondazione di rigidezza molto limitata non è consigliabile, una scarsa rigidezza, infatti, pregiudica una efficace ~~riduzione~~ trasmissione del carico al terreno. Inoltre è quasi sempre opportuno avere anche degli sbalzi a sinistra e destra dei pilastri laterali.

Fino ad ora è stato possibile in ogni caso analizzato prendere le azioni dalla sovrastruttura e trasferirle nei punti di collegamento (pilastri, muratura...) direttamente alla fondazione. Ciò non è più possibile nel caso 4) di fondazione flessibile e sovrastruttura rigida, che si configura come il caso più complesso dei quattro.

In tale caso, infatti, è la sovrastruttura ad imporre che i cedimenti dei pilastri siano allineati:



$$y_i = y_0 + \alpha_0 x_i$$

queste sono "n" equazioni dette di congruenza, che contengono due nuove incognite y_0 e α_0 che si sono a sommare alle incognite N_i rappresentate dagli scarichi dei pilastri. A permettere la risoluzione del problema ci pensano le altre due equazioni di equilibrio della sovrastruttura rigida

$$\sum_i N_i = R \qquad \text{eq. traslazione}$$

$$\sum_i N_i x_i = R \cdot x_r \qquad \text{eq. rotazione}$$

risultante delle azioni agenti sulla sovrastruttura

posizione della risultante dei carichi

Avendo "n+2" equazioni in "n+2" incognite si possono calcolare gli N_i e attraverso il modello di trave elastica (o anche rigida, dipende dalla rigidezza relativa tra fondazione e terreno) risolvere il campo di sollecitazione sulla trave.

Dunque in tutte le possibili ipotesi iniziali siamo in grado di procedere all'analisi della trave, la quale calcolato lo stato di cimento cui è soggetta, si progetta e verifica esattamente come una trave in elevazione.