

Il progetto delle armature delle strutture di fondazione

Amedeo Vitone, Claudia Vitone¹

(15.0)

La progettazione delle opere di fondazione deve eseguirsi attraverso l'analisi delle interazioni fra strutture, in elevazione e di fondazione, e terreno. Grazie all'attuale disponibilità di potenti strumenti di calcolo, è possibile simulare, con sufficiente aderenza al reale, il comportamento del complesso sistema costituito dall'insieme dei tre suddetti organismi.

Il sempre maggiore affinamento della sperimentazione di sito e di laboratorio in campo geotecnico ha permesso di definire, a partire dalla fine degli anni Sessanta del secolo scorso, modelli di comportamento che, in condizioni del tutto generali, sia in termini di percorsi tensionali, che di modalità di applicazione del carico, si mostrano molto efficaci nella previsione del comportamento meccanico del terreno. È così possibile tenere conto della sua natura multifase, utilizzando legami tensioni-deformazioni anche ben più complessi di quelli elastico-lineari. Altri aspetti, che contribuiscono a rendere impegnativa l'analisi globale del sistema complesso, riguardano gli effetti del tempo, la necessità, che talvolta si presenta, di tenere conto della natura tridimensionale del sistema, nonché la scelta dell'elemento di volume di terreno rappresentativo (*REV: Representative Element Volume*) ai fini dell'analisi. Tale ultimo aspetto può rivelarsi di cruciale importanza quando la struttura del terreno di fondazione è attraversata da sistemi di discontinuità più o meno fitti e/o dalla presenza di disomogeneità rilevanti [21]. In questi casi, infatti, va opportunamente verificata la efficacia dei parametri geotecnici dedotti dalla sperimentazione di laboratorio, ai fini della rappresentatività nella previsione del comportamento meccanico dello stesso terreno alla scala del sito. Tali aspetti sono adeguatamente tenuti in conto dall'Eurocodice 7 [16], (*Progettazione geotecnica: regole generali*), in 2.1 (*Design Requirements*) e in 2.4 (*Geotechnical*

¹Claudia Vitone ha curato sia le parti del testo in cui i criteri di progetto sono ispirati anche ad esigenze di compatibilità con aspetti geotecnici, sia quelle in cui l'analisi è eseguita con modelli *LPM-STM*.

Design by Calculation). EC7, infatti, definisce tre Categorie Geotecniche di complessità crescente al crescere della complessità del terreno, della struttura, del livello di rischio accettabile per la tipologia di opera in progetto. Tale distinzione viene quindi impiegata per orientare il progettista nella definizione del tipo di indagini da effettuare, della loro estensione e approfondimento ai fini dell'acquisizione dei parametri necessari alla progettazione.

Nel contempo appare non meno impegnativa la scelta del modello da adottare per simulare il sistema formato dalle strutture di fondazione e da quelle in elevazione. Anche quando si tratta di calcestruzzo armato, come si è detto per quanto concerne i terreni, tale scelta si complica poichè si tratta di un materiale strutturale che subisce consistenti ed evolutive trasformazioni fisiche (principalmente fessurazioni, ma anche ammaloramento ecc.) sia in esercizio, durante la *vita utile* effettiva dell'opera, sia nelle simulazioni di progetto, che ne studiano il passaggio fra i vari "stati" sino allo *SLU*.

Altro aspetto che accentua la difficoltà di un'analisi globale è rappresentato dal fatto che i modelli classici della Teoria Tecnica delle Travi non sono assolutamente validi nelle cosiddette regioni di *discontinuità*², pur numerose e importanti in qualsiasi organismo strutturale, tanto più se si tratta di fondazioni.

Al momento della concezione generale del progetto delle armature e della indagine di dettaglio sui particolari costruttivi, può risultare molto utile l'impiego di modelli come lo *Strut and Tie Model (STM)*, "costruiti" con il Metodo del Percorso del Carico³ (*LPM: Load Path Method*). Questo metodo risulta particolarmente efficace al fine di disegnare il modello, se non si vuole perdere di vista il significato fisico di ciascuna delle sue aste e della loro organizzazione di insieme.

Nella [19] viene appunto proposto un esempio di applicazione di modelli *STM* evolutivi per l'analisi del comportamento di un angolo di telaio.

L'impiego dello *STM* per l'analisi plastica è suggerito da Eurocodice 2⁴, che propone anche il metodo del percorso del carico come mezzo possibile per lo sviluppo di idonei modelli puntone-tirante⁵.

Altra specifica rilevante questione è infine quella di armonizzare la scelta dei modelli destinati all'analisi del comportamento meccanico del terreno con quella dei modelli destinati a simulare la struttura. Si tenga conto, infatti, dell'impegno notevole che è richiesto da un'analisi globale del sistema complesso basata sulla utilizzazione e l'*assemblaggio* dei modelli più raffinati oggi disponibili in ciascun settore disciplinare. È dunque ragionevole operare non trascurando di scegliere, di volta in volta, strumenti la cui raffinatezza sia "appropriata" allo specifico obiettivo del progetto. Così mentre può risultare inevitabile il ricorso ad analisi molto sofisticate quando si cercano conferme sulla affidabilità delle scelte al momento della concezione del tipo di struttura

² Si veda il par. 14.2, in Premessa; il cap. 14, da (14.2.1d) in poi; il par. 14.2.5.

³ Si vedano [20], [19], [7].

⁴ Si veda [1], 5.6.4.

⁵ Si veda [1], 5.6.4, (5).

di fondazione da adottare, per contro possono risultare sufficienti modelli semplificati *STM* al momento della concezione dell'organizzazione dell'armatura, e dei dettagli costruttivi. In questi casi la interazione con il terreno può anch'essa simularsi adottandosi ipotesi semplificate. Tali ipotesi, come ad esempio quella di assumere, per fondazioni superficiali, un diagramma lineare delle pressioni sul terreno, devono naturalmente risultare cautelative ai fini dello specifico obiettivo del progetto. Nel caso in esame: ai fini del progetto delle armature. Il carattere cautelativo consiste nell'assicurare alla struttura di fondazione, dopo avere operato la scelta della soluzione globale sulla scorta di analisi come si è detto più sofisticate, la capacità di dare poi fondo, in caso di necessità, a tutte le proprie intrinseche risorse, che potrebbe essere compromessa semplicemente a causa di un disegno delle armature non appropriato.

Alla fase indispensabile e fondamentale dello studio delle interazioni terreno-struttura deve, dunque, seguire quella della progettazione delle strutture di fondazione, con specifico riferimento al disegno delle armature, su modelli di chiara e semplice impostazione fisica. Questi modelli, perchè rispondano alla richiesta semplicità e chiarezza, devono essere isolati dal sistema complesso del quale le fondazioni fanno parte. L'effetto delle interazioni può in tal caso ridursi alle sole azioni applicate lungo la frontiera⁶ fra terreno e sovrastruttura, da un lato, e fondazioni, dall'altro. Tali azioni devono essere valutate, come si è detto, per intensità e distribuzione, in modo che risultino cautelative ai fini dello specifico obiettivo di progetto.

Così ad esempio EC7, [16], in 6.8 (*Structural design of spread foundations*), raccomanda che la distribuzione delle pressioni reagenti, ad opera del terreno, su di una struttura di fondazione superficiale rigida sia assunta lineare. Soluzioni più economiche, ai fini del progetto strutturale, devono essere giustificate mediante analisi su modelli affidabili. Nel caso, invece, di fondazioni deformabili la distribuzione delle pressioni, secondo EC7, può essere dedotta utilizzando il semplice modello della trave su un continuo deformabile o su un letto di molle di appropriata rigidità. Inoltre, sempre secondo EC7, in presenza di carichi concentrati agenti su travi o platee di fondazione, le sollecitazioni nella fondazione possono calcolarsi mediante analisi elastica-lineare, utilizzando appropriati valori del coefficiente di reazione del terreno⁷.

⁶ La superficie di contatto fra fondazione e terreno; le sezioni di "spiccato" dei pilastri, delle pareti in elevazione; ecc.

⁷ Si veda il successivo (15.5d).

15.1 Organizzazione del disegno delle armature longitudinali e trasversali

Premessa

(15.1)

Volendo affrontare con metodo il tema del tipo di organizzazione da dare al *disegno* delle armature (longitudinali e trasversali: staffe, barre piegate, sviluppo e prolungamenti delle barre longitudinali; zone e regioni⁸, ecc.), si dovrebbero preliminarmente fissare i livelli prestazionali, verso cui orientare le scelte progettuali. È, naturalmente, un criterio valido non solo per il progetto delle armature delle opere di fondazione. Esso deve prendere le mosse dalla individuazione dei requisiti di base⁹ che l'opera deve a tal fine possedere.

Giova preliminarmente fare qualche considerazione sulle modalità con le quali le fondazioni ricoprono il loro ruolo, all'interno dell'intero organismo. Un punto essenziale è rappresentato dal fatto che in fondazione, mentre le luci strutturali non sono differenti da quelle corrispondenti in elevazione, al contrario i carichi verticali in gioco sono generalmente molto più elevati. La loro intensità è infatti pari ad un *multiplo* del carico medio di un livello strutturale in elevazione. Un multiplo di un ordine anche maggiore del numero degli impalcati, in un edificio multipiano¹⁰.

Un altro punto essenziale è rappresentato dalla funzione ultima delle opere di fondazione. Ad esse si affida il compito di trasferire al terreno i flussi di carichi (non solo verticali) secondo le modalità di introduzione e di distribuzione (e diffusione) previste nello scenario di calcolo. Devono tuttavia essere dotate della capacità di far fronte anche a scenari (cedimenti differenziali; presenza di vuoti nel terreno di fondazione, ecc.), non assunti a base di calcolo, ma la cui occorrenza sia meritevole di attenzione, nonostante la loro ridotta probabilità, per gli effetti particolarmente dannosi che potrebbero provocare.

Come sempre per tali obiettivi è necessario associare, ad un'adeguata scelta del modello di calcolo, regole sui particolari costruttivi formulate in armonia con il modello prescelto¹¹.

Orbene, sul tipo di organizzazione del disegno delle armature longitudinali e trasversali ha notevole influenza il dimensionamento della sezione trasversale verticale, in relazione alle luci portanti. Ed in particolare risulta decisivo il rapporto:

$$\zeta_l = z/l_n$$

⁸ Per la definizione di *zone e regioni* vedere il cap. 14, dopo la (14.2.1d)

⁹ Si veda [5], 2.1.

¹⁰ Per effetto dell'aggiungersi della incidenza dei pesi propri di pilastri e pareti.

¹¹ Si veda la *Premessa* al cap. 14.

che rappresenta la misura relativa del braccio della trave, rispetto alla luce netta, misurata fra le facce dei pilastri¹².

È naturalmente poi semplice¹³, determinato il valore di ζ_l da tenere a base del dimensionamento, ricavare il corrispondente valore dell'altezza geometrica totale della sezione trasversale rispetto ad l_n :

$$\eta_l = h/l_n. \quad (15.2)$$

Nei successivi (15.5a-h), si delinea la influenza che sulla misura della (15.5) hanno gli obiettivi prestazionali che generalmente sono posti alla base del progetto strutturale: resistenza, ridondanza e duttilità; *robustness*; *capacity design*; resistenza e funzionalità; estetica; economia; durabilità; affidabilità.

a) Resistenza, ridondanza e duttilità (15.5a)¹⁴

Ci si propone di fare alcune considerazioni su quali siano gli obiettivi prestazionali che inducono ad assumere la *ridondanza* come requisito di base particolarmente richiesto in opere di fondazione.

Si ricordi che il tema viene qui trattato limitatamente ai suoi riflessi sulla organizzazione delle armature, e cioè agli aspetti inerenti concezione generale e dettaglio del progetto delle armature.

Si precisa che la *ridondanza* è riferita ai percorsi dei carichi, longitudinali e trasversali, di trazione e di compressione.

In tali condizioni perdono di interesse talune prescrizioni inerenti la dotazione di duttilità, come quelle ad esempio relative alle minime percentuali meccaniche di armatura, sia longitudinale che trasversale¹⁵.

Si ricorda¹⁶ che talune di queste regole sono mirate a dimensionare le armature in modo che abbiano la capacità di portare la totalità dei carichi che hanno dovuto abbandonare gli itinerari di trazione nel calcestruzzo, in quanto interrotti dalla fessurazione, qualunque ne sia stata la causa.

Nel caso delle fondazioni, simili prescrizioni, come si è detto, possono perdere in gran parte di interesse. Infatti risulta spesso, ad esempio nei plinti di fondazione, che le tensioni di trazione agenti di calcolo sul calcestruzzo siano molto minori dei corrispondenti valori limite ultimi. Tanto da rendere la probabilità di occorrenza dello scenario che prevede la rottura delle sezioni tese di conglomerato, assai minore dei limiti generalmente accettati come soglia delle prestazioni richieste ad un'opera strutturale.

¹² Si veda (14.2.1a), ove si propone ζ_l a misura della "capacità portante" ad *arco-tirante*, rispetto a quella a *trave*. Il rapporto (15.2), peraltro, risulta determinante ai fini del progetto delle armature, non solo nel caso delle travi.

¹³ Vedi cap. 14, (14.2.1d).

¹⁴ Per (15.3), (15.4), (15.5) si veda più avanti.

¹⁵ Si vedano, nel cap. 14, il par. 14.1.4 e, poi, (14.2.7); (14.2.24); (14.2.33); (14.2.185). In particolare si veda quanto detto sul tema dei minimi di armatura, a proposito delle piastre (14.2.387a).

¹⁶ Si veda (14.1.4).

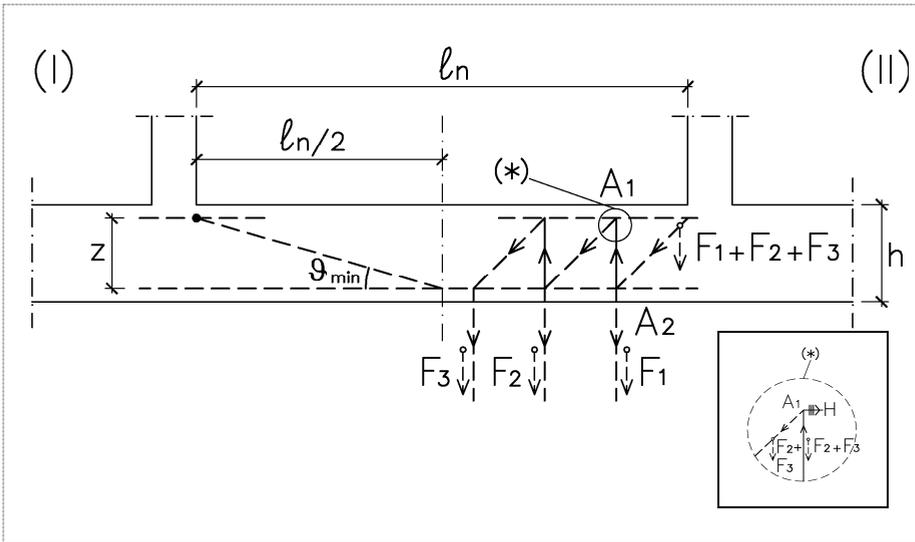


Fig. 15.1

Nel contempo, proprio in conseguenza della esuberanza delle sezioni resistenti di calcestruzzo, diventano superflue le prescrizioni relative al massimo della percentuale meccanica di armatura nei diversi elementi strutturali, dato che le percentuali effettive risultano generalmente lontane dai suddetti valori massimi. La adeguatezza dello spessore ai fini della richiesta ridondanza può, per alcuni aspetti, essere misurata dalla inclinazione θ_{min} dei percorsi di compressione diagonali nel calcestruzzo, che sarebbero necessari per trasferire il carico sino alle regioni più lontane dal pilastro, fig.15.1 (I).

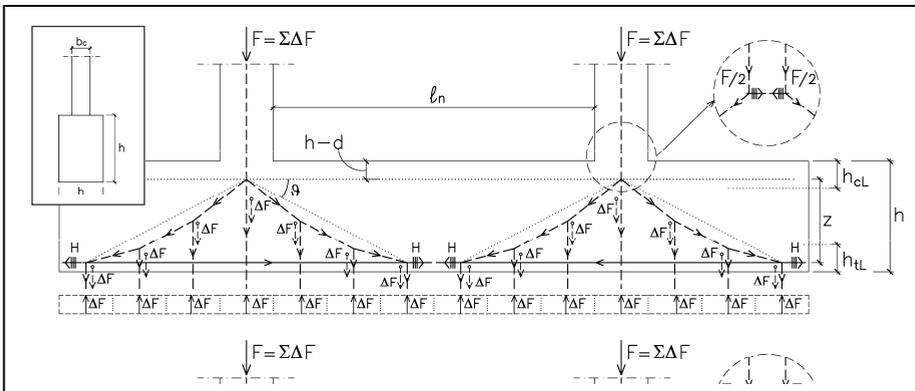


Fig. 15.2

Esaminiamo i diversi tipi di fondazione delle successive figg. 15.2 e 15.3.

Si tratta di stabilire entro quale intervallo:

$$(\cot\theta)_{\min} \leq \cot\theta \leq (\cot\theta)_{\max}; \quad (15.3)$$

gli itinerari dei carichi possono considerarsi compatibili con l'assenza di percorsi trasversali¹⁷ di trazione.

È come dire che i carichi che “scendono” verso il terreno di fondazione, grazie all'elevato valore della inclinazione θ dei loro percorsi, non sono costretti, per utilizzare tutta la superficie di base disponibile, a “risalire” entro i blocchi, come invece accade nel tratto $A_2 \rightarrow A_1$ di fig.15.1, (II).

Naturalmente lo scenario non può prescindere da aspetti geotecnici. Infatti l'obiettivo prestazionale di dotare la fondazione della capacità di distribuire uniformemente¹⁸ i carichi sul terreno di fondazione, utilizzando solamente itinerari “di discesa”, è perseguibile a condizione che la maggiore energia di deformazione richiesta dai percorsi diretti¹⁹ di compressione, caratterizzati dai valori più piccoli di θ ²⁰, è trascurabile rispetto all'economia di energia che si ottiene entro il terreno, grazie alla suddetta distribuzione uniforme.

Ne consegue che tale scenario, se è incompatibile nel caso di fondazioni su roccia o su argille fortemente consistenti, diventa invece realistico nel caso di fondazioni su argille soffici, normalconsolidate. (15.4)

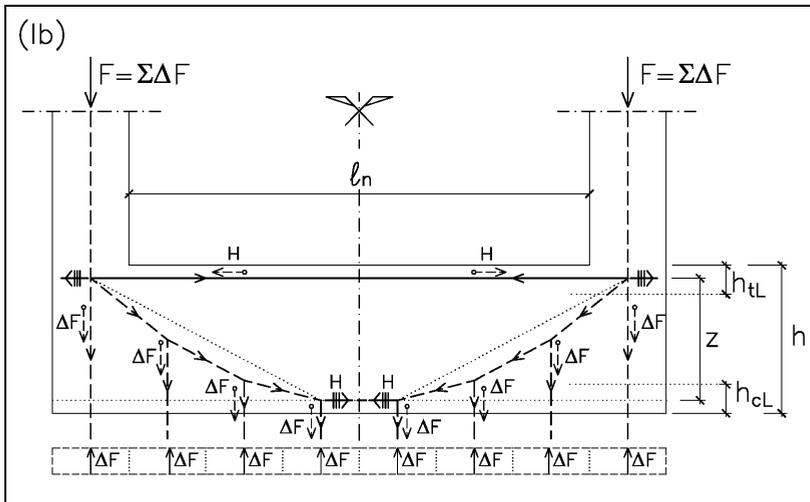


Fig. 152b

¹⁷ I percorsi “trasversali” di trazione sono quelli cosiddetti di “risalita” del carico entro la struttura di fondazione.

¹⁸ In generale si dovrebbe dire: con legge lineare.

¹⁹ Rispetto a quelli meno “piatti”, nella ipotesi posta di pressione sul terreno uniforme, che, secondo il linguaggio *LPM*, equivale ad assumere itinerari di discesa equidistanti e percorsi da carichi uguali.

²⁰ Fig. 15.1, (I).

Va anche considerato che è vantaggioso che percorsi longitudinali di trazione possano svilupparsi entro correnti di altezza relativa:

$\eta_{tL} = h_{tL}^{21}/h$, sufficientemente elevata perchè le corrispondenti tensioni agenti sul calcestruzzo risultino ridotte. La formazione di comportamenti arco-tirante, fig. 15.2a, e fig. 15.2b²² è favorita, oltre che dall'elevato valore:

$$\zeta_t = z/l_n \quad (15.5)$$

anche dalla forma della sezione trasversale.

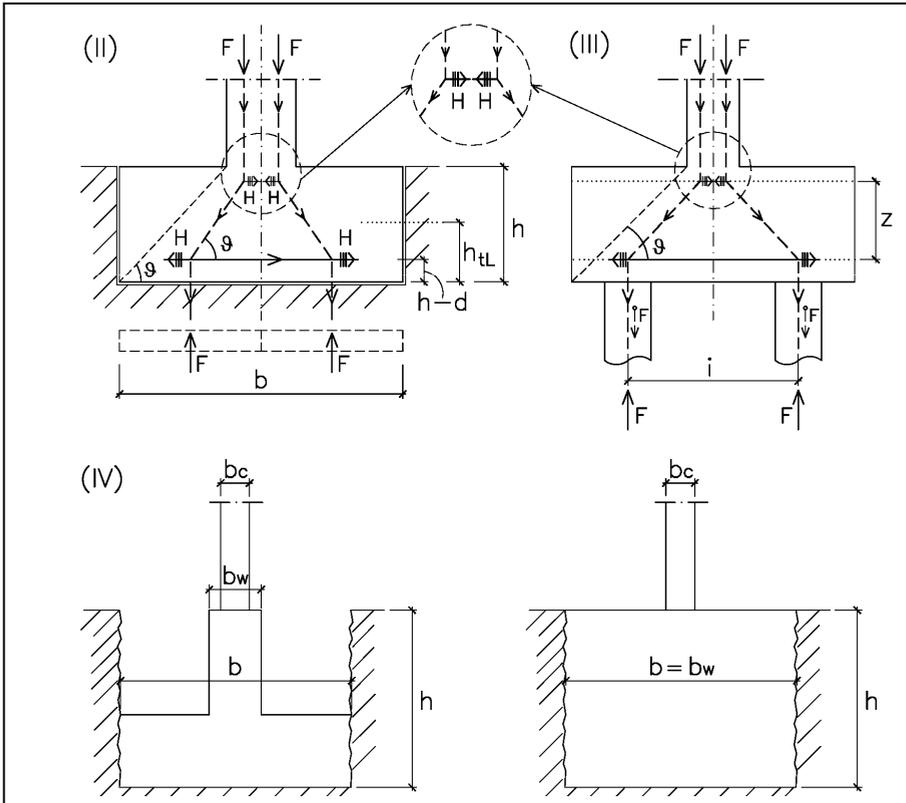


Fig. 15.3

²¹ Si veda (14.1.29a).

²² I modelli delle figg. 15.2a e 15.2b rappresentano due configurazioni equilibrate ma manifestamente incongruenti. Va detto, tuttavia, che nelle proporzioni del disegno la attivazione dell'effetto arco non appare inverosimile. In entrambi i casi si apprezza la funzionalità di un'armatura longitudinale diritta filante senza interruzioni: inferiore in fig. 15.2a e superiore in fig. 15.2b. Si ricordi, ancora una volta, che non si propone di fare affidamento esclusivamente su un comportamento ad arco, ma di organizzare il disegno dell'armatura in modo da non escluderne la possibilità. In tal modo, a costi assai limitati, si dota la struttura di una risorsa di ridondanza disponibile.

In particolare è anche, a tal fine, da preferirsi la sezione rettangolare, fig.15.3, (II), rispetto alla sezione a T capovolta²³, fig.15.3, (IV). Nelle travi a sezione rettangolare il formarsi del suddetto effetto arco-tirante è di molto agevolato, rispetto al caso di travi con sezione a T . Infine si deve considerare che il percorso dei carichi si sviluppa esclusivamente entro l'anima, per cui le tensioni nel calcestruzzo teso per taglio risultano inversamente proporzionali al rapporto, fig. 15.3, (IV):

$$\beta_{bw}^{24} = b_w/b. \quad (15.6)$$

Naturalmente nel caso delle travi di fondazione non è sempre possibile, se non per travi-parete²⁵, sovradimensionare l'altezza sino ad assicurare la esistenza di percorsi dei carichi solo di "discesa" e cioè solo di compressione. È comunque buona norma che il dimensionamento sia effettuato in modo che le "risalite" dei carichi - inevitabili nelle regioni centrali della trave²⁶, perchè sia utilizzata tutta la superficie di appoggio al terreno di fondazione – siano limitate ad aliquote ridotte del carico totale. Tanto ridotte da rendere non necessario il calcolo della correlativa armatura a taglio, e sufficiente disporre i minimi a tal fine prescritti dalle regole di *detailing*, EC2, [I], 6.2.1, (4).

Possono valere le medesime prescrizioni e raccomandazioni delle travi in elevazione, nelle quali risulti elevato il braccio relativo della sezione, (15.5).

Al fine di rendere affidabile un modello del tipo arco-tirante e, quindi, non essenziale l'armatura a taglio (sebbene se ne debba comunque disporre una quantità minima²⁷), una buona regola può essere quella di fissare un minimo alla (15.5):

$$\zeta_l \geq \zeta_{lmin}, \quad (15.7)$$

e cioè un minimo al braccio, z , della sezione trasversale, relativo alla luce netta della trave di fondazione, l_n .

Perchè non sia richiesta, da calcolo, armatura a taglio è sufficiente che nella sezione della trave, cosiddetta "di controllo", fig. 15.4, e cioè nella sezione in cui deve essere effettuata la verifica per trazione d'anima, risulti:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c}. \quad (15.8)$$

La suddetta sezione di controllo è quella limite della regione di estremità, prossima al pilastro, che è attraversata dal solo percorso di compressione.

²³ Si legga quanto detto in merito, a proposito delle travi in elevazione, (14.2.71). Va precisato che nel caso delle fondazioni questo aspetto riveste particolare rilevanza, in considerazione della notevole entità dei carichi in gioco, e delle corrispondenti elevate sollecitazioni di taglio: si veda (15.1).

²⁴ Si veda (14.2.71).

²⁵ Si veda (14.2.381).

²⁶ Si veda la fig. 15.1, (II).

²⁷ Si veda la (15.31).

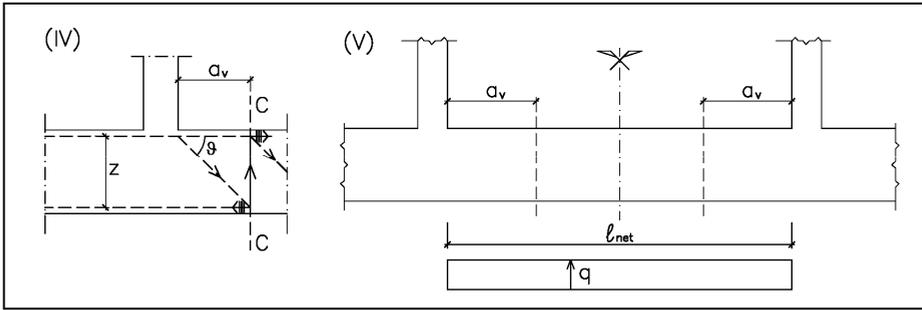


Fig. 15.4

Essa dista pertanto dalla faccia del pilastro, fig.15.4, (IV):

$$a_v = z \cot \theta. \quad (15.9)$$

Nella ipotesi di simmetria e di distribuzione uniforme²⁸ delle pressioni sul terreno, fig.15.4, (V), risulta, su ogni tratto di lunghezza unitaria:

$$q = \sigma_{mEd} b = \text{cost}; \quad (15.10)$$

avendo indicato con:

$$\sigma_{mEd} \quad (15.11)$$

la tensione normale di compressione agente di calcolo sul terreno, al netto del peso proprio della trave. Giova in proposito considerare che il peso proprio può non essere considerato ai fini del calcolo delle sollecitazioni nella struttura di fondazione solo se il terreno, sotto l'azione del suddetto peso proprio, si deforma rapidamente, e cioè prima della maturazione dei getti. È questo il caso dei terreni incoerenti a grana grossa. Diversamente esso va considerato quando, come per argille normalconsolidate o debolmente sovraconsolidate, ci si attende un decorso nel tempo relativamente lento dei fenomeni deformativi (elevati cedimenti di consolidazione).

Nella sezione di controllo risulta:

$$V_{Ed} = q (l_n - 2a_v) / 2 = \sigma_{mEd} b (l_n - 2a_v) / 2, \quad (15.12)$$

e, quindi, sostituendo:

$$\tau_{Ed} = V_{Ed} / (b z) = \sigma_{mEd} (l_n - 2a_v) / (2 z). \quad (15.13)$$

Tenuto conto della (15.9), per soddisfare la (15.8), deve risultare:

$$\tau_{Ed} = \sigma_{mEd} (l_n / 2z - \cot \theta) \leq \tau_{Rd,c}, \quad (15.14)$$

e, quindi, la (15.7) diventa:

$$\zeta_{lmin} = \min(z/l_n) = 1 / [2(\tau_{Rd,c} / \sigma_{mEd} + \cot \theta)]. \quad (15.15)$$

A titolo di esempio, e per avere un'ordine di grandezza per il dimensionamento, si riportano i seguenti valori, tutti riferiti al caso:

$$\theta = 45^\circ, \cot \theta = 1. \quad (15.16)$$

$$\tau_{Rd,c} / \sigma_{mEd} = 0,5 \rightarrow \zeta_{lmin} \approx 1/3;$$

$$\tau_{Rd,c} / \sigma_{mEd} = 1,0 \rightarrow \zeta_{lmin} \approx 1/4;$$

$$\tau_{Rd,c} / \sigma_{mEd} = 2,0 \rightarrow \zeta_{lmin} \approx 1/6.$$

²⁸ Si veda EC7, [16], 6.8, (2).

Secondo EC2, [1], 6.2.1, (8), "per elementi soggetti prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti, lo sforzo di taglio di progetto non deve essere verificato ad una distanza minore di d misurata dalla faccia dell'appoggio." Quindi, se si accetta di confondere d con z, la prescrizione EC2 equivale ad assumere nella (15.9):

$$\cot\theta = 1. \quad (15.17)$$

Sempre secondo EC2, [1], 6.2.2, (1) non richiedono armatura a taglio elementi in cui risulti:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} \quad (15.18)$$

con, nella ipotesi di elemento non precompresso, EC2, [1], (6.2a):

$$\tau_{Rd,c} = (d/z)[C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}]. \quad (15.19)$$

EC2, [1], (6.2b), precisa che comunque si può porre:

$$\tau_{Rd,c} \geq (d/z) (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}). \quad (15.20)$$

Assumendo, a titolo di esempio i valori raccomandati da EC2, [1]:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c; \quad (15.21)$$

$$\gamma_c = 1,5;$$

$$k = \min[1 + (200/d)^{1/2}; 2], \quad (15.22)$$

con d espresso in mm;

ed assumendo, a titolo di esempio:

$$\rho_l = 0,005, \quad (15.23)$$

che è minore del limite raccomandato da EC2, [1]

$$\rho_l \leq 0,02; \quad (15.24)$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2; \quad (15.25)$$

$$d/z = 1,11,$$

corrispondente a:

$$z = 0,9 d, \quad (15.26)$$

$$d = 950 \text{ mm}; \quad (15.27)$$

risulta infine:

$$\tau_{Rd,c} = 0,45 \text{ N/mm}^2. \quad (15.28)$$

Posto, sempre a titolo di esempio:

$$\sigma_{inEd} = 0,225 \text{ N/mm}^2 = (1/2) \tau_{Rd,c}, \quad (15.29)$$

l'altezza minima relativa che deve avere la trave di fondazione perchè nella sezione di controllo risulti non necessario il calcolo dell'armatura a taglio nell'esempio proposto è pari a:

$$\zeta_{lmin} = \min(z/l_n) = 1/[2(\tau_{Rd,c}/\sigma_{inEd} + \cot\theta)] = 1/6. \quad (15.30)$$

Secondo EC2, [1], 6.2.1, (3) e (4), nelle zone ove è soddisfatta la verifica:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} \quad (15.31)$$

"non risulta necessario calcolare le armature a taglio.....si raccomanda di disporre comunque un'armatura minima²⁹ secondo 9.2.2".

²⁹ Si veda (14.2.186).

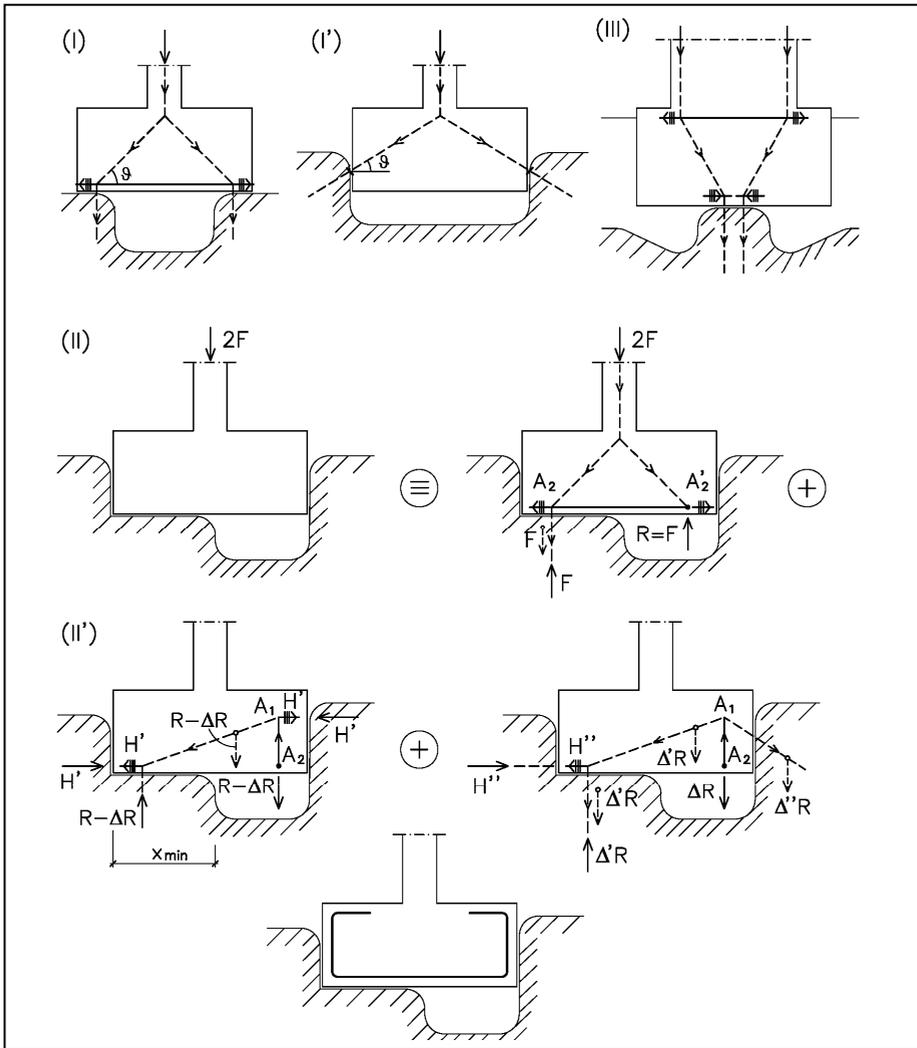


Fig. 15.5

b) *Robustness*

(15.5b)

La misura dello spessore, e di conseguenza la disposizione delle armature, vanno anche stabilite in funzione dell'esigenza di evitare che zone in cui le caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione dovessero risultare scadenti (ad esempio, nei calcari: vuoti carsici, sacche di terra rossa, ecc.), sebbene di limitata estensione ed a carattere locale, possano essere causa di effetti sproporzionati e disastrosi per l'intero organismo strutturale. Si vedano le figg.15.5.

Nel caso di fondazioni dirette realizzate con strutture continue (travi, reticoli, platee), un criterio può essere quello di tenere a base del dimensionamento un valore limite, fig. 15.6:

$$l_{o,max} \quad (15.32)$$

della luce libera, corrispondente al caso estremo di vuoto presente nel terreno, che la fondazione può “scavalcare” contenendo la misura del danno alla sovrastruttura. A tale valore limite, assunta una misura compatibile per la $\cot\theta^{30}$, corrisponde una misura affidabile di h .³¹

c) *Capacity design* (15.5c)

Correlato con il requisito della *robustness*, sebbene concettualmente differente, anche il requisito di base di *capacity design*³² di cui una fondazione dovrebbe essere dotata, porta ad un sovradimensionamento³³ dell’altezza strutturale.

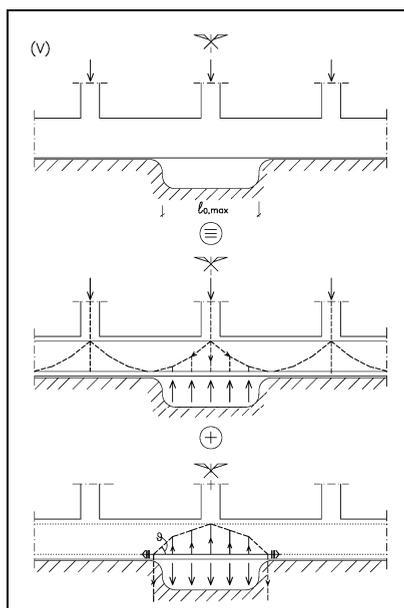


Fig. 15.6

³⁰ Si veda (14.2.65), ove si esaminano le condizioni (con particolare riferimento alla $\cot\theta$) che favoriscono la attivazione di un comportamento arco-tirante.

³¹ Tenuto conto dell’oggetto del presente capitolo, il requisito di *robustness* viene in seguito riconsiderato per orientare le scelte relative al disegno delle armature: si veda la fig. 15.12.

³² Si veda in EC8, 5.2.3.3, 1(P), ove si precisa che fra i principi ispiratori del progetto strutturale sismico rientra quello di evitare rotture fragili delle strutture di fondazione, applicando anche ad esse la regola del *capacity design*.

³³ Si intende: rispetto all’altezza strettamente necessaria secondo lo scenario a base di calcolo.

Il requisito della *robustness*, come si è visto, consiste, nel caso della trave di fondazione, nell'assicurare possibili percorsi ad azioni accidentali *straordinarie*. Si veda la fig.15.6. A causa delle mancate reazioni del terreno, i carichi (di calcolo) sono costretti a "risalire" entro la trave.

Il dimensionamento è dunque correlato ai carichi agenti di calcolo e non ai carichi massimi che il pilastro può portare al terreno in base alla sua capacità resistente. Diversamente, il requisito di *capacity design* consiste nel dotare la fondazione della capacità di resistere al carico massimo che il pilastro è in grado di trasferirle.

Potrebbe farsi rientrare in questo ambito la regola di dettaglio che richiede che l'altezza della fondazione sia commisurata alla necessità di ancorarvi le barre provenienti dalle strutture verticali soprastanti. Nel caso assai comune di barre compresse, sarebbe raccomandabile che tale ancoraggio fosse realizzato in rettilineo: regola che può condizionare direttamente il dimensionamento dello spessore strutturale di calcestruzzo di elementi di fondazione relativamente sottili, come i cordoli sottostanti le pareti verticali. Per evitare il rischio di "sfondamento" del calcestruzzo, alla estremità inferiore delle barre verticali compresse, si deve assumere:

$$h \geq l_{bd} + c_{min}. \quad (15.33)$$

Si veda la fig. 15.7.

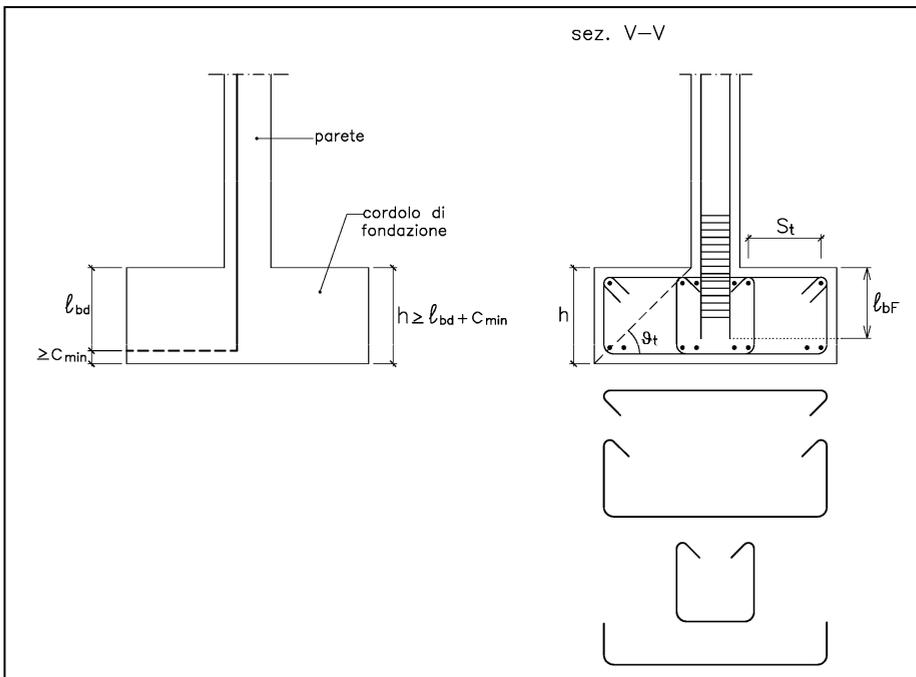


Fig. 15.7

Secondo EC8, 5.2.3.3, (1)P, deve essere prevenuto il rischio che si creino indesiderabili meccanismi di rottura fragile, in regioni essenziali ai fini del transito dei carichi verticali di servizio, quando ancora tutti gli altri elementi strutturali confluenti in quella regione non hanno dato fondo alle proprie risorse di resistenza. EC8, a titolo di esempio, indica alcune di tali regioni, e fra queste le fondazioni.

d) Resistenza e funzionalità (15.5d)

Si stanno esaminando quegli aspetti dei livelli prestazionali che influiscono sul progetto delle fondazioni, e che inducono a dimensionarle in misura ridondante³⁴.

Si ricordi che il tema viene trattato limitatamente ai suoi riflessi sulla organizzazione delle armature, dalla concezione generale del loro *disegno*, sino al dettaglio costruttivo.

Fra i livelli prestazionali essenziali, naturalmente, rientra quello relativo alla funzionalità.

Le fondazioni devono essere progettate in modo da soddisfare l'esigenza di trasferire i carichi al terreno, secondo modalità compatibili con la sua capacità portante limite, assicurando alla sovrastruttura un comportamento conforme allo scenario previsto in progetto. Semplificando, questa prestazione potrebbe identificarsi nell'esigenza di contenere in limiti prefissati - e quindi compatibili con le caratteristiche funzionali dell'opera in esercizio, durante tutto l'arco della sua vita utile - i cedimenti sia assoluti che differenziali.

Un approccio utile per la previsione di questi ultimi è quello di tipo empirico-probabilistico. Esso mette in relazione la massima distorsione attesa con il massimo cedimento, la cui valutazione è generalmente di sufficiente attendibilità. Tra le correlazioni utili a tal fine si segnalano quelle proposte da Viggiani, [17], e da Grant et al., [18], che si riferiscono a condizioni di sottosuolo relativamente omogenee ed a fondazioni progettate in modo da minimizzarne i cedimenti. Da tali correlazioni emerge che, per la marcata eterogeneità e la bassa compressibilità, i terreni a grana grossa, quali sabbie e ghiaie, sono sede di cedimenti minori in valore assoluto, ma di cedimenti differenziali proporzionalmente più elevati. Al contrario, ai terreni a grana fine³⁵, più uniformi e spesso più compressibili, sono associabili cedimenti differenziali costituenti una minore aliquota del cedimento massimo che, però, può raggiungere valori più elevati rispetto al caso di terreni incoerenti.

A rappresentare un ideale comportamento elastico del terreno si può assumere il modello di Winkler [11]³⁶.

Il modello di Winkler, infatti, continua ad essere molto utilizzato, nonostante oggi si possa disporre di soluzioni numeriche più avanzate, poiché, se usato sapientemente, riesce a fornire soluzioni più che accettabili, nonostante la sua semplicità derivante dall'essere funzione di una sola variabile, il coeffi-

³⁴ Si veda (15.5).

³⁵ Terreni coesivi, come limi ed argille.

³⁶ Si veda EC7, [16], 6.8, (3) e (5).

ciente di reazione del terreno, k . Naturalmente la affidabilità del modello dipende dal valore da attribuire a k per compensare la inadeguatezza insita nella sua semplicità. Nel modello di Winkler k è, per definizione, il rapporto tra tensione normale verticale agente sul terreno (σ_{mEd}^{37}) e correlativo spostamento verticale elastico. Nella realtà, il cedimento dipenderà non solo dal carico applicato, ma anche da natura e caratteristiche dei terreni di fondazione, oltre che da dimensioni, rigidità e forma della fondazione stessa. Per tenere conto di tutti i succitati fattori, l'approccio più affidabile consiste nel valutare k come rapporto tra tensione normale e spostamento, calcolando quest'ultimo con il metodo più adatto al caso in studio, impiegando tutte le informazioni acquisibili attraverso le indagini geotecniche in sito e/o in laboratorio.

In alternativa, i valori di k possono essere determinati facendo uso di valori spesso reperibili sui manuali e derivanti da prove di carico su piastre infinitamente rigide e di forma standardizzata (k_I secondo Viggiani [17]), che però devono essere opportunamente modificati perchè si adeguino alle reali condizioni di progetto³⁸. La letteratura tecnica già da molti decenni formula in merito utili proposte [12]; [13], vol. 7, pp. 931-935, 949-952; [14], vol. EM2-87, pp. 35-53; [15]; [17], pp. 264-288.

Esaminiamo prima la influenza che la domanda di rigidità relativa trave di fondazione/terreno ha sul dimensionamento della sezione resistente della trave e, di conseguenza, sulla concezione del progetto delle armature.

(15.34)

Nell'ipotesi semplificata di terreno omogeneo assimilato ad un mezzo elastico omogeneo e nel caso di fondazione rigida, una valutazione di prima approssimazione del coefficiente k può derivare dalla relazione³⁹:

$$k = E_s / (b I_w^{40}), \quad (15.34a)$$

essendo:

k :

il coefficiente di reazione elastica di Winkler, in N/mm³;

$$E_s: \quad (15.34b)$$

il modulo di elasticità longitudinale del terreno, in N/mm²;

$$I_w: \quad (15.34c)$$

il *coefficiente di forma* della superficie di contatto con il terreno della fondazione;

³⁷ Vedi (15.11).

³⁸ Riconducibili, come si è detto, a effettiva geometria e rigidità della fondazione, nonché tipo di terreno.

³⁹ Metodi e modelli utilizzati in questo paragrafo, pur rappresentando soluzioni non particolarmente affinate della complessa questione delle interazioni fra struttura e terreno, sono tuttavia adeguati agli obiettivi che ci si propone di perseguire. In particolare si intende mostrare come le caratteristiche geometriche specifiche di una trave che si vuole sufficientemente rigida rispetto al terreno, secondo sommarie ma attendibili valutazioni, risultano generalmente tali da richiedere un disegno dell'armatura che non risulti incompatibile con la ipotesi di comportamento ad arco-tirante. Si veda in proposito quanto detto per le travi in elevazione, (14.2.65).

⁴⁰ Il valore da assumere per I_w deve di regola tenere conto del fattore $(1-\nu^2)$, essendo ν il coefficiente di Poisson.

b : (15.34d)

la larghezza della superficie di appoggio al terreno (la minore delle due dimensioni).

La cosiddetta *lunghezza caratteristica* della trave su suolo di Winkler è pari a:
 $l_k = \lambda/\pi = 2 [4 E_b J_b / (k b)]^{1/4}$, (15.35)

essendo:

E_b : (15.35a)

il modulo di elasticità longitudinale del calcestruzzo della trave di fondazione;

$J_b = (1/12) b h^3$, (15.35b)

il momento di inerzia della sezione trasversale della trave di fondazione, supposta rettangolare⁴¹.

Un criterio, semplificato ma significativo⁴², di *rigidezza longitudinale* mirato a dotare la trave della capacità di ripartire pressoché uniformemente la pressione al terreno, quanto meno sino alle mezzerie delle due campate contigue al pilastro, è quello di assumere:

$\lambda_k = l_k / l_n \geq 1$. (15.36)

Sostituendo nella (15.2) la (15.36), dopo avere in essa sostituito la (15.35), risulta:

$\eta_l = h / l_n \geq 1 / [(16/3 I_w) (E_b/E_s) (b/h)]^{1/4}$ (15.37)

A titolo di esempio si assuma:

$I_w = I_{wmax} = 3,40^{43}$, (15.37a)

$E_b/E_s = 35^{44}$, (15.37b)

$b/h = 2^{45}$. (15.37c)

Con i suddetti valori risulta:

$\eta_{lmin} \approx 1/6$. (15.38)

Nel caso di terreni molto più deformabili, invece, posto:

$E_b/E_s = 3000$ (15.38a)

risulta:

$\eta_{lmin} \approx 1/18$. (15.39)

Dall'esempio numerico proposto si evince che il *criterio di rigidezza longitudinale*, applicato al caso di travi su terreno mediamente rigido (ad esempio $E_s \geq 800 \text{ N/mm}^2$), porta generalmente ad un dimensionamento dell'altezza della trave che autorizza a considerare affidabile un modello di comportamento arco-tirante, e, di conseguenza, preferibile una disposizione delle armature longitudinali a barre filanti.

Esaminiamo ora la influenza che la domanda di rigidezza relativa trave di fondazione/struttura in elevazione ha sul dimensionamento della sezione resistente della trave e, di conseguenza, sulla concezione del progetto delle armature. (15.39a)

⁴¹ Circa la preferenza da dare alla forma rettangolare della sezione trasversale di una trave, anche al fine di favorirne la attivazione dell'effetto arco-tirante, si veda (14.2.71) e (15.6).

⁴² Si rilegga la nota alla (15.34a).

⁴³ Caso di blocco rigido e molto lungo rispetto alla sua larghezza (trave), [13], [12].

⁴⁴ Caso di terreno "mediamente rigido".

⁴⁵ Caso di trave di fondazione trasversalmente rigida, $\theta_{travv} = 45^\circ$.

Un altro criterio di dimensionamento è in effetti quello di commisurare l'altezza della struttura di fondazione all'esigenza di proteggere la sovrastruttura dal rischio di cedimenti differenziali. Quando tale rischio non rientra nello scenario di calcolo, devono soccorrere prescrizioni che fissino una correlazione fra la rigidezza delle travi di fondazione, la geometria del sistema e la rigidezza della struttura in elevazione [10].

Naturalmente questa esigenza può portare ad un dimensionamento ridondante⁴⁶ della trave di fondazione. In particolare il rapporto richiesto:

$$\eta_l = h / l_n \quad (15.2)$$

può finire con il risultare tanto elevato da rendere, anche per questa ragione, raccomandabile la disposizione di armature longitudinali filanti.

Secondo EC2, [1], appendice G, (7), si può definire una rigidezza relativa:

$$K_R = (EJ)_s / (E_s l^3),$$

in cui:

$(EJ)_s$ “è il valore approssimato della rigidezza flessionale per unità di larghezza della struttura dell'edificio in esame, ottenuto sommando la rigidezza flessionale della fondazione, di ciascun elemento intelaiato e dei muri di controvento”;

E_s è il modulo di elasticità longitudinale del terreno;

l è la lunghezza della fondazione.

Sempre secondo EC2, [1], “rigidezze relative maggiori di 0,5 indicano sistemi strutturali rigidi”.

e) Estetica (15.5e)

Potrebbe sembrare inappropriato parlare di estetica del dimensionamento delle strutture di fondazione.

Forse qualche riflessione merita tuttavia il fatto che la conoscenza di tutti i livelli prestazionali che si intendono raggiungere con le opere di fondazione aiuti a percepire un valore estetico anche in questo tipo di strutture. Esso può ritrovarsi in una sorta di armonia fra la concezione della forma ed i requisiti di base di cui deve essere dotata una fondazione.

In questa ottica strutture robuste, spesso esteticamente sgradevoli in elevazione, possono invece farsi apprezzare, come fondazioni riposanti sul terreno, anche per il *valore estetico* della loro manifesta affidabilità. Così come l'estetica di talune articolate trame di pali di piccolo diametro si esprime nella affinità del loro disegno a quello delle sapienti ramificazioni delle radici degli alberi.

⁴⁶ Ridondante rispetto al dimensionamento che sarebbe sufficiente per la funzione di diffusione del carico al terreno, di cui al precedente punto (15.34).

f) Economia (15.5f)

Generalmente, il costo di costruzione di una struttura, nel caso delle fondazioni, è influenzato dall'altezza h strutturale (di plinti isolati, travi, blocchi su pali, platee, ecc.) molto meno di quanto non lo sia nel caso di strutture in elevazione. Infatti incide evidentemente meno il costo della lavorazione e dei getti; incide meno il costo dei casseri, perchè spesso possono essere quantomeno parzialmente formati dalle stesse pareti dello scavo in sezione ristretta, fig. 15.3, (II), e (IV).

Così come lo spessore strutturale in fondazione, essendo interrato, non comporta costi funzionali, in quanto non occupa volumi utili, come invece avviene quando si tratta degli spessori degli impalcati in elevazione. Si è visto come proprio per esigenze di economia dell'ingombro del volume strutturale in elevazione, si utilizzano talvolta piastre su pilastri, e che il loro spessore, deliberatamente ridotto, porta a dover risolvere delicati aspetti, anche di dettaglio, relativi alla affidabilità delle armature trasversali a taglio⁴⁷.

g) Durabilità (15.5g)

Un'attenta considerazione merita la necessità di speciali provvedimenti progettuali ed esecutivi che assicurino alle strutture di fondazione - anche se realizzate in ambiente sfavorevole (umido, e talvolta persino aggressivo) - una durabilità adeguata alla durata della vita utile dell'opera⁴⁸. Tali provvedimenti sono numerosi e vari, e non possono limitarsi alla sola adozione di copriferri elevati, come ad esempio per i pali di fondazione trivellati⁴⁹. A tal proposito, non va trascurato che nel caso delle strutture di fondazione è necessaria la adozione di criteri particolarmente cautelativi, in tema di durabilità, anche perchè estremamente più problematica, rispetto a strutture in elevazione 'a vista', è la prevenzione della evoluzione del danno da ammaloramento attraverso il monitoraggio e la manutenzione.

h) Affidabilità (15.5h)

Va preso atto che il comportamento di elementi strutturali caratterizzati da valori elevati del loro spessore strutturale, rispetto alle luci portanti, è generalmente assai più affidabile, in quanto in essi la corretta riuscita della cooperazione calcestruzzo/barre⁵⁰ risulta assai meno decisiva ai fini del perseguimento delle prestazioni attese.

⁴⁷ Si veda (14.2.413).

⁴⁸ [5], EC0, 2.3, prospetto 2.1.

⁴⁹ Si veda (14.1.19): *Per calcestruzzo messo in opera a contatto con superfici irregolari, è necessario che il copriferro minimo sia aumentato per tenere conto dei maggiori scostamenti nel progetto. EC2, 4.4.1.3, (4), raccomanda che per calcestruzzo messo in opera direttamente contro il terreno (come ad esempio nel caso di pali di fondazione trivellati e gettati in opera), il copriferro minimo sia almeno pari a 75 mm.*

⁵⁰ Si veda il par. 14.1.

Alla luce di tutte le precedenti considerazioni, sembra dunque naturale assumere come regola generale per il dimensionamento delle fondazioni superficiali quella di adottare spessori strutturali che rendano non essenziale l'armatura a taglio. Di conseguenza l'armatura potrà essere costituita semplicemente da barre dritte longitudinali e, nel caso delle travi, da barre dritte longitudinali e staffe.

15.2 Plinti (blocchi) di fondazione diretta

(15.40)

Si ricordi che il tema viene trattato limitatamente all'aspetto relativo al progetto delle armature.

15.2.1 Plinti soggetti a carico centrato⁵¹

(15.40a)

La fig. 15.5, (I), (I'), (II), (II'), dimostra quanto siano efficaci e irrinunciabili, in talune speciali condizioni, armature filanti su tutta la lunghezza, ancorate alle estremità.

Infatti, sebbene la fig. 15.8 mostri che in presenza di terreno reagente al di sotto del plinto le armature potrebbero "graduarsi" sull'intera lunghezza, tuttavia la citata fig. 15.5 prova che la estensione a tutta lunghezza delle barre longitudinali inferiori può risultare essenziale ai fini della *robustness*, nei casi in cui dovessero trovarsi vuoti al di sotto del plinto. Si osservi come i diversi modelli mettano in luce:

- la essenzialità delle sole armature filanti inferiori, in condizioni normali, fig. 15.3, (II);

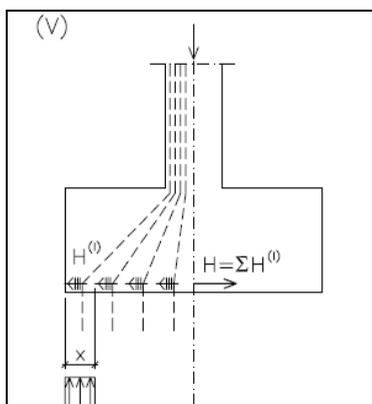


Fig. 15.8

⁵¹ Il caso particolare di terreno molto rigido e resistente (come ad esempio la roccia), rispetto allo stesso calcestruzzo del blocco, è trattato successivamente, par. 15.2.4.

- in conseguenza del punto precedente: la esclusione della necessità di armature trasversali, purché si assumano valori di θ^{52} che rendano affidabili i modelli;
- la efficacia dell' incasso del blocco entro lo strato portante di terreno⁵³;
- la risorsa di resistenza offerta da pareti di scavo scabre, fig. 15.5, (I') e (II'), quando il getto è direttamente a contatto con tali pareti;
- la necessità di un ancoraggio di estremità di tutte le barre longitudinali inferiori;
- la utilità di eventuali armature di sospensione verticali in presenza di azioni accidentali (vuoti, simmetrici e asimmetrici), anche al fine di attivare l'attrito sulle pareti laterali, fig. 15.5, (II) e (II');
- la possibilità che percorsi non deviati dei carichi attraverso le pareti verticali dello scavo rendano non essenziale⁵⁴ l'armatura longitudinale (con conseguente notevole aumento della durabilità), fig. 15.5, (I') e (II');
- la funzione di armature superiori in presenza di azioni accidentali (vuoti presenti su entrambi i lati), fig. 15.5, (III).

Nel modello di fig. 15.5, (II), il caso di *azione accidentale* rappresentata dagli effetti di un vuoto eccentrico al di sotto del blocco di fondazione viene simulato con un modello semplificato, utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti, con un criterio analogo a quello che viene successivamente descritto a proposito di una trave di fondazione.

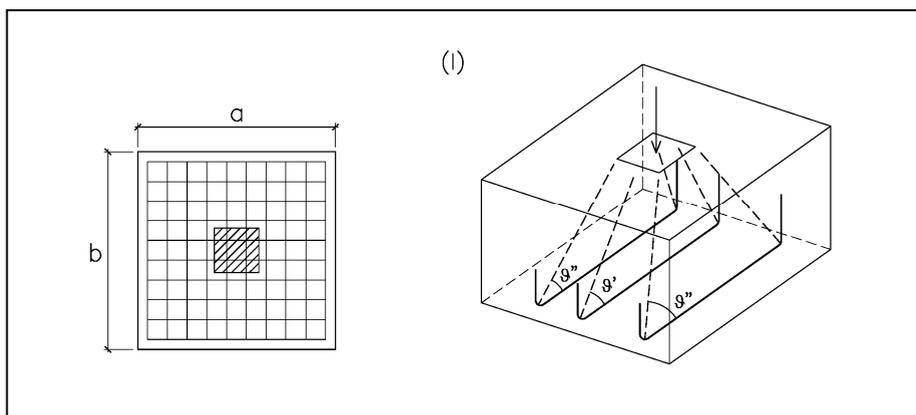


Fig. 15.9

⁵² Si veda la fig. 15.1: con θ si indica l'angolo di inclinazione rispetto alla orizzontale del percorso dei carichi che "scendono" verso il terreno.

⁵³ L'incasso del blocco di fondazione, inoltre, come è noto contribuisce ad aumentare la capacità portante limite del terreno.

⁵⁴ Naturalmente l'armatura longitudinale non può essere omessa, in mancanza di un affidabile controllo della fessurazione.

La fig. 15.9, (I), mostra una disposizione a maglia uniforme dell'armatura inferiore orizzontale del plinto. La uniformità della distribuzione è giustificata quando la differenza fra i percorsi verso le barre esterne e quelli verso le barre interne è relativamente ridotta (θ'' e θ' confrontabili fra loro). Meglio si dovrebbe dire: quando la differenza fra i diversi investimenti di energia di deformazione, corrispondenti a tali percorsi, è trascurabile rispetto all'energia di deformazione che i carichi devono poi investire per diffondersi nel terreno di fondazione. Queste sono peraltro proprio le condizioni (plinto rigido, di elevata h , su terreno deformabile) in cui è essenziale che la fondazione sia capace di ripartire il carico uniformemente su tutta la superficie di base.

Giova considerare che, qualora il terreno dovesse risultare tanto rigido rispetto al plinto da rendere inutilizzati i percorsi di carico periferici, come potrebbe accadere nel caso di fondain compenso i flussi concentrati nella regione centrale richiederebbero meno armatura, in conseguenza delle minori deviazioni dall'andamento verticale.

Potremmo riconoscere in questo criterio di disposizione dell'armatura una sorta di requisito di affidabilità, a compensare dubbi sulla adeguatezza del modello di calcolo.

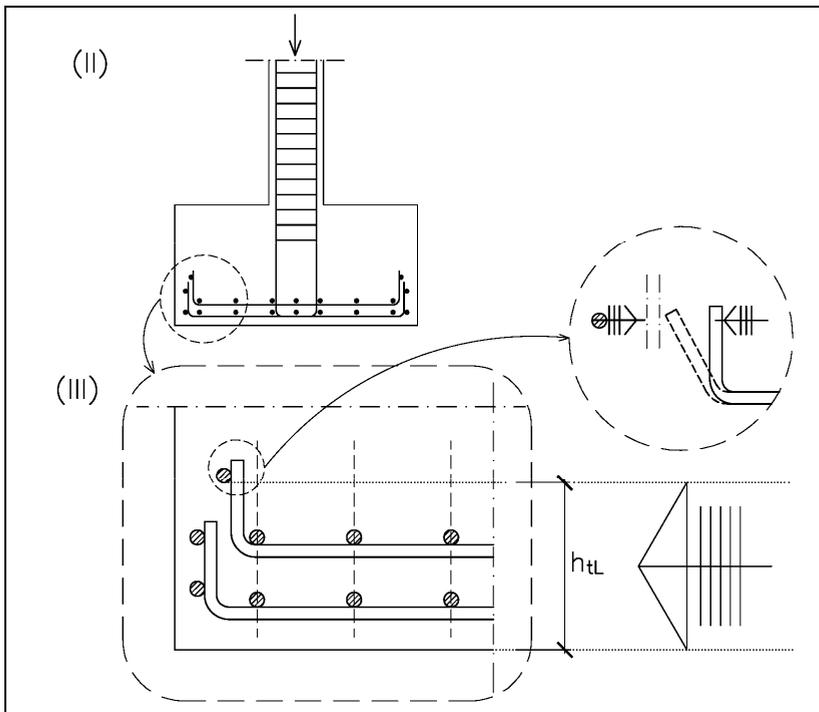


Fig. 15.10

La fig.15.10 mostra una disposizione delle armature a più strati. Si noti che le barre corrispondenti, appartenenti a diversi strati, sono disposte nel medesimo piano verticale, per favorire l'insinuarsi del calcestruzzo fluido al momento del getto. La disposizione a più strati è necessaria al fine di offrire alle spinte orizzontali H , che si dirigono lungo percorsi di compressione nel calcestruzzo verso le estremità ancorate, un fronte di conglomerato di sezione adeguata alla intensità di tale sforzo.

La sezione di calcestruzzo di competenza di detta armatura, di altezza h_{tL} e base b_{tL} ⁵⁵, può dimensionarsi in modo che risulti⁵⁶:

$$\omega_{ct} \leq 1,00, \quad (15.41)$$

essendo:

$$\omega_{ct} = (f_{yd}/f_{cd}) \rho, \quad (15.41a)$$

la percentuale meccanica riferita alla suddetta sezione del corrente inferiore del plinto:

$$A_{ct}^{57} = b_{tL} h_{tL} \quad (14.41b)$$

e

$$\rho = A_{sL} / A_{ct} \quad (15.41c)$$

la percentuale geometrica riferita sempre alla suddetta sezione di calcestruzzo del corrente teso.

Si notino le armature perimetrali di recinzione, che svolgono funzione di confinamento della piastra tesa di base del plinto, fig. 15.10, (II) e (III). Come mostra il dettaglio di figura, è raccomandabile che queste barre perimetrali siano disposte all'esterno dei prolungamenti verticali terminali di ancoraggio delle barre longitudinali. Infatti, in tal modo, possono contrastare la tendenza delle spinte orizzontali H ad "aprire" verso l'esterno i suddetti ancoraggi "a piega"⁵⁸.

Le barre verticali dei pilastri vanno prolungate entro il plinto. Deve verificarsi se tale prolungamento è sufficiente per il loro ancoraggio. Nel caso di fondazioni di pilastri, generalmente questa verifica è largamente soddisfatta, se il dimensionamento di h ha seguito le regole indicate in precedenza. Qualora non lo fosse, sarebbe necessario provvedere per evitare il rischio che le barre compresse "punzonino" il calcestruzzo "perforandone" lo strato estremo inferiore di ricoprimento. Una buona regola è, in questi casi, quella di adeguare l'altezza della fondazione⁵⁹. Si osservi che un valore di h commisurato a tutti gli altri aspetti prestazionali, ma insufficiente ad ancorare le barre verticali può talvolta verificarsi per fondazioni di pareti, (15.33)⁶⁰.

⁵⁵ Si veda (14.1.29b).

⁵⁶ Si veda (14.1.29c).

⁵⁷ Si veda (14.1.29b).

⁵⁸ Si veda la fig. 14.12, in cui si suggerisce la disposizione di forcelle orizzontali di ritegno, proprio per evitare l'apertura della "piega".

⁵⁹ Si veda (15.33).

⁶⁰ Si veda il par. 14.2.3.

Si notino, in fig. 15.10, (II), le staffe del pilastro disposte anche all'interno del plinto, quanto meno per un tratto nella parte superiore del plinto. Esse possono svolgere funzione di confinamento in una regione di concentrazione di sforzi di compressione e di deviazione per diffusione del carico verticale.

15.2.2 Plinti soggetti a carico eccentrico (15.42)

Diversa è, naturalmente, la necessità di ancoraggio delle barre verticali provenienti dal pilastro, quando il carico portato da quest'ultimo è eccentrico, tanto che talune barre risultano tese. La fig. 15.11 mostra il LP, U-TURN [9], di ΔF^{61} , che offre alla aliquota restante F del carico, la possibilità di deviare, equilibrandone le spinte orizzontali: in A_1 , per compressione nel punto, ed in $B_2 \rightarrow C_2$ per trazione. Naturalmente il modello indica solo l'armatura tesa essenziale. È raccomandabile che l'armatura tesa verticale sia portata sino alla base del plinto. Infatti in tal modo si rende minima la misura dell'angolo δ di deviazione di ΔF , e di conseguenza minima risulta la spinta:

$$H = \Delta F \tan \delta. \tag{15.43}$$

La figura mostra come la costruzione grafica del triangolo di equilibrio dia la possibilità di percepire, semplicemente osservando la geometria del disegno, se la barra verticale, sufficiente per ΔF , lo è anche per H . Tutto dipende dall'altezza del plinto e, precisamente, dal rapporto:

$$z_F / z_c, \tag{15.44}$$

fra il braccio del plinto ed il braccio del pilastro. Nel caso di figura, si può immediatamente osservare che risulta:

$$H < \Delta F, \tag{15.45}$$

ed è pertanto sufficiente ripiegare le stesse barre verticali e prolungarle sino a C_2 , ove comunque devono essere ancorate adeguatamente.

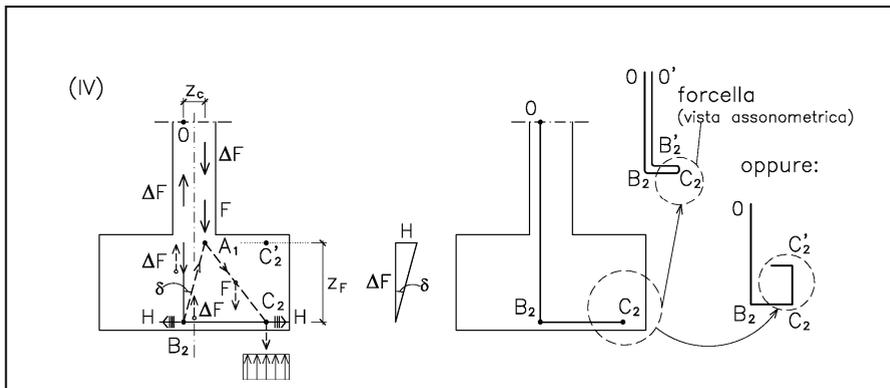


Fig. 15.11

⁶¹ Il caso di eccentricità dello sforzo normale F agente sul pilastro è qui rappresentato ipotizzando la presenza, contemporaneamente ad F , della coppia $\Delta F z_c$.

EC2, [1], 9.8.2.2, (1), fornisce indicazioni per valutare la adeguatezza dell'ancoraggio di barre diritte, prive di prolungamento a squadro. E raccomanda che, qualora tale lunghezza non fosse sufficiente, l'ancoraggio sia assicurato appunto ripiegandole verso l'alto, oppure con appositi dispositivi posti alle estremità. Sempre secondo EC2, [1], la verifica dell'ancoraggio deve effettuarsi nella sezione a tal fine più "critica".

La prescrizione di EC2, [1], 9.8.2.2, (1), fa riferimento al caso di reazione distribuita del terreno e pertanto non contempla le situazioni, anche accidentali (vuoti), esaminate in precedenza, fig. 15.5. Inoltre l'ipotesi di reazione distribuita porta ad un valore variabile della spinta orizzontale, che risulta dalla sommatoria delle spinte elementari $H^{(i)}$, fig. 15.8. In queste condizioni andrebbe ricercata la sezione "critica", ai fini del calcolo dell'ancoraggio.

Secondo EC2, [1], 9.8.2.2, (5), "per barre diritte prive di ancoraggio terminale, il minore valore di x (che è la lunghezza della zona critica a partire dal bordo del plinto) è il più critico. Semplificando si può assumere $x_{\min} = h/2$. Per altri tipi di ancoraggio, valori di x più elevati possono essere più critici"

Come mostra la fig. 15.12, se si dimensiona il prolungamento verticale delle barre per una lunghezza, l_0 , sufficiente ad ancorare la totalità dello sforzo di trazione, è come assumere che la biella compressa sia inclinata di $\theta=45^\circ$, e che il carico verticale sia concentrato alla estremità del blocco. Si tratta evidentemente di un modello molto cautelativo, tanto da risultare generalmente inverosimile. A meno che non si voglia far fronte alle ipotesi di vuoto ed al corrispondente modello di fig. 15.5, (II'), secondo il quale la totalità del carico deve risalire lungo il tratto A_2-A_1 delle barre, alla ricerca di un "passaggio" per attrito entro il terreno di fondazione in cui il plinto è incassato.

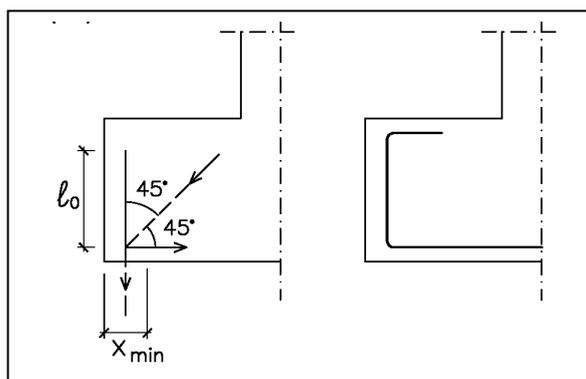


Fig. 15.12

In questo caso, peraltro, come mostra il dettaglio della citata figura, sarebbe preferibile che il nodo estremo A_2 (ancorato) fosse portato addirittura sino al lembo superiore della fondazione, in modo da rendere possibile la utilizzazione di un punto di ingresso nel terreno (per effetto della scabrezza della superficie di contatto), a qualsiasi quota esso si trovi, e quindi anche oltre la lunghezza di ancoraggio strettamente necessaria. Si può temperare la severità dell'ipotesi, riducendo la lunghezza del tratto verticale di ancoraggio da l_0 ad $l_0 - x_{min}$, avendo indicato con x_{min} , fig.5.12, la minima dimensione del terreno sottostante reagente, valutata assumendo valori estremi della sua capacità portante.

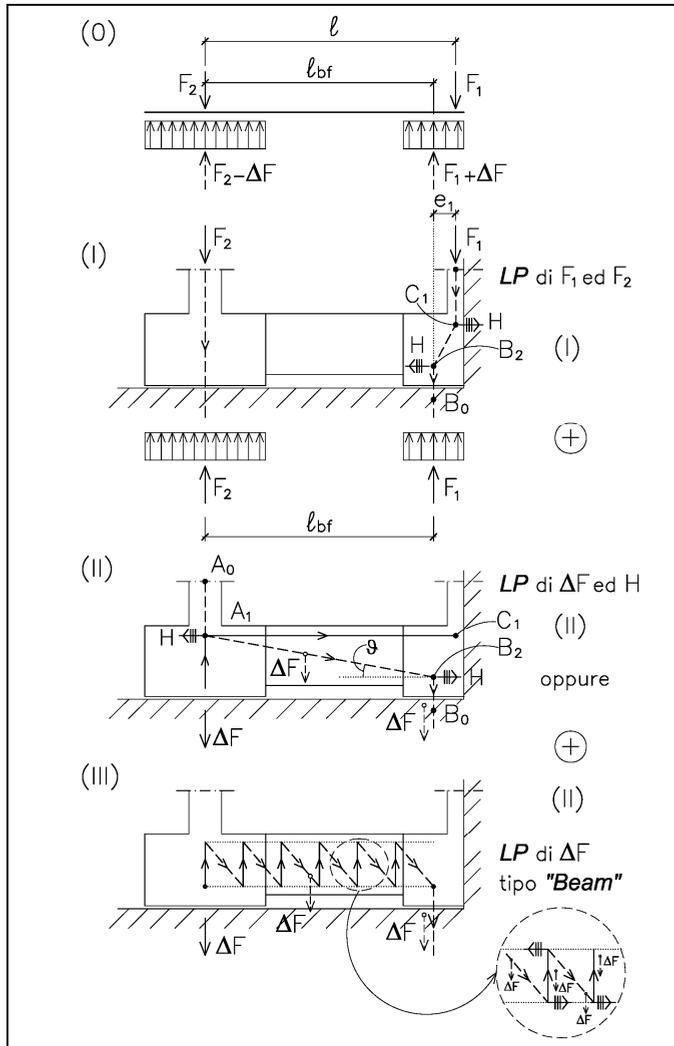


Fig. 15.13

15.2.3 Plinti di confine

La fig. 15.13 mostra il caso, peraltro non raro, di plinti posti a confine, che pertanto risultano inevitabilmente eccentrici ed eccentricamente caricati. L'intento è sempre quello di esaminare possibili soluzioni per un corretto disegno delle armature.

Obiettivo prestazionale è che il progetto delle armature sia compatibile con la ipotesi di massimo sfruttamento del blocco eccentrico di confine. Per questo, come mostra la figura, si è assunto un diagramma di pressioni uniforme, al quale tuttavia corrisponde la massima deviazione, $C_1 \rightarrow B_2 \rightarrow B_0$, richiesta per il carico verticale F_1 proveniente dal pilastro (massima e_1).

Il LPM mostra come F_1 , per deviare, deve imprimere la coppia di spinte orizzontali H . Allo scopo di equilibrare tale coppia si può disporre una trave di collegamento fra il plinto di confine ed il più vicino plinto interno. L'equilibramento avviene per "solidarietà". Una parte (ΔF) del carico totale F_2 della fondazione interna utilizzando il percorso $A_0 \rightarrow A_1 \rightarrow B_2 \rightarrow B_0$, si trasferisce sul plinto di confine ed assicura, nei nodi di deviazione, il richiesto equilibrio delle spinte H .

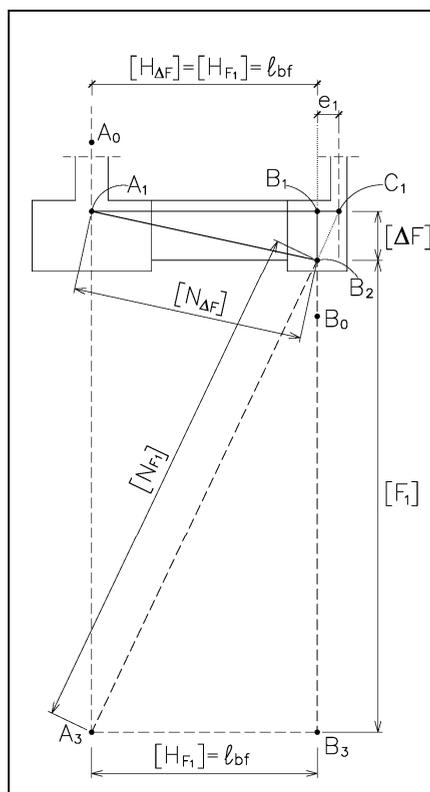


Fig. 15.14

La fig. 15.14 mostra l'efficacia della costruzione grafica⁶² dei triangoli di equilibrio:

$A_1-B_2-B_1$, equilibrio nel nodo A_1 fra ΔF , $H_{\Delta F}$ ed $N_{\Delta F}$;

$A_3-B_3-B_2$, equilibrio nel nodo C_1 fra F_1 , H_{F_1} ed N_{F_1} ;

in cui $N_{\Delta F}$ è il vettore che porta ΔF lungo il tratto A_1-B_2 , mentre N_{F_1} è il vettore che porta F_1 lungo il tratto C_1-B_2 . L'equilibrio è assicurato dalla circostanza che la costruzione grafica è fatta imponendo l'uguaglianza delle spinte:

$$H_{\Delta F} = H_{F_1},$$

attraverso l'uguaglianza delle basi dei triangoli:

$$A_1-B_1 = A_3-B_3.$$

Riportati i triangoli di equilibrio sulla geometria in scala della struttura, si ha la percezione immediata della correlazione fra le proporzioni geometriche della struttura, l_{bF}/e_1 , e le proporzioni statiche delle forze in gioco, $F_1/\Delta F$:

$$F_1/\Delta F = l_{bF}/e_1, \quad (15.46)$$

da cui:

$$F_1 e_1 = \Delta F l_{bF}. \quad (15.47)$$

Può essere utile confrontare le due diverse soluzioni rappresentate dalle figg. 15.13, (II) e (III). A ciascuna corrisponde una diversa organizzazione dell'armatura. La prima, che prevede come unica armatura essenziale ai fini dell'equilibrio un'armatura longitudinale filante senza riduzioni, da ancorare adeguatamente alle estremità⁶³, si basa sulla ipotesi di un unico percorso diagonale (inclinato di θ) di compressione di ΔF entro la trave di collegamento. La sua attendibilità dipende dalla misura della $\cot\theta$ ⁶⁴. È talvolta possibile dimensionare la trave di collegamento con un'altezza tale, rispetto alla luce, da rendere "compatibili" i corrispondenti valori di θ . Questa circostanza risulta particolarmente favorevole, per due ragioni principali. La prima, per quanto si è già detto in merito al criterio di progetto delle fondazioni basato sul principio di rendere non essenziali le armature a taglio⁶⁵. La seconda, perchè una soluzione "rigida" per la trave di collegamento rende affidabile il modello, e non troppo lontana dalla realtà la ipotesi di distribuzione uniforme delle pressioni, al di sotto del plinto di confine, nonostante la eccentricità del carico.

L'altra soluzione, (III), per travi di collegamento meno rigide, è meno affidabile con riguardo al perseguimento degli obiettivi prestazionali posti a base del progetto, e richiede, come mostra il LP di ΔF , apposita armatura trasversale distribuita su tutta la luce (taglio costante, se la trave non è appoggiata al terreno e si trascura l'effetto del suo peso proprio). In compenso l'armatura longitudinale potrebbe graduarsi lungo la luce, a differenza del caso precedente.

⁶² Si veda la (14.2.166) e la relativa nota.

⁶³ Il modello è schematico.

⁶⁴ Si veda (14.2.196).

⁶⁵ E difatti la figura mostra che secondo il modello (II) non sono necessari itinerari di trazione trasversali.

Secondo EC2, [1], 9.8.3, (1), "travi di collegamento possono essere utilizzate per eliminare l'eccentricità del carico sulle fondazioni."

15.2.4 Blocco di fondazione di pilastri su roccia⁶⁶

È il caso di un blocco di fondazione su terreno molto rigido. Si può assumere che i flussi dei carichi tendano a concentrarsi in una ristretta regione intorno all'asse verticale del pilastro. La tendenza a diffondersi, infatti, ha un limite "di convenienza", dal punto di vista energetico.

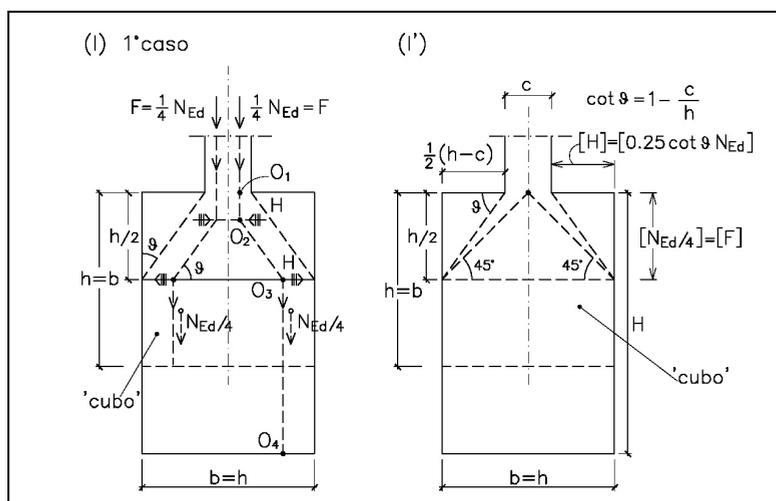


Fig. 15.15

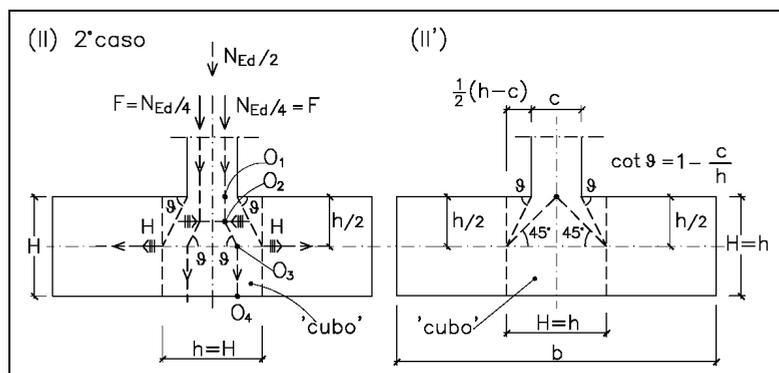


Fig. 15.16

⁶⁶ Il riferimento alla "roccia" è preso da EC2, 9.8.4. In generale si dovrebbe parlare di terreno molto rigido e resistente, rispetto al calcestruzzo del blocco di fondazione.

Le assunzioni poste a base del modello rappresentato in fig. 15.17, e le conseguenti prescrizioni di dettaglio, sono le seguenti:

1. si assume la ipotesi di carico verticale non eccentrico su un modello semplificato, “concentrato”, come precisato nel punto successivo, applicato su un’area quadrata;
2. il carico verticale totale agente di calcolo, N_{Ed} , si suddivide in 4 parti uguali:

$$F = (1/4) N_{Ed}; \quad (15.48)$$
 applicati ciascuna nel baricentro di una delle 4 parti uguali in cui è stata suddivisa la sezione orizzontale del pilastro, al livello della sez.(1);
3. la diffusione, a partire dalla sez.(1), avviene esclusivamente entro la prima metà altezza del cubo ($h/2$), e cioè sino alla sez. (2);
4. il percorso di $N_{Ed}/4$, conseguente alla suddetta diffusione, è rappresentato dall’itinerario $O_1 \rightarrow O_2$, e prosegue in direzione verticale nell’altra metà verticale del cubo, senza alcuna deviazione: $O_2 \rightarrow O_3$;
5. indicata con θ l’inclinazione del percorso, $O_1 \rightarrow O_2$, di $N_{Ed}/4$, risulta:

$$\cot \theta = [1 - (c/h)] (\sqrt{2})/2; \quad (15.49)$$
6. in corrispondenza dei due nodi di deviazione, O_1 ed O_2 , il vettore che porta il carico imprime due spinte, H , orizzontali, uguali e contrarie:

$$H = (N_{Ed}/4) \cot \theta = (N_{Ed}/4) [1 - (c/h)] (\sqrt{2})/2; \quad (15.50)$$
7. la spinta applicata al nodo superiore, O_1 , diretta verso l’interno, trova equilibrio nel nodo simmetrico O'_1 ;
8. la spinta applicata al nodo inferiore, O_2 , diretta verso l’esterno, avanza lungo un percorso di compressione, sino a trovare equilibrio entro l’armatura orizzontale di confinamento del blocco, come mostra il dettaglio (II) di figura;
9. lo sforzo di trazione entro l’armatura di confinamento, complessivo per ciascuna delle due direzioni parallele ai lati del blocco, è infine pari a:

$$F = 2 H/\sqrt{2} = (N_{Ed}/4) [1 - (c/h)]; \quad (15.50a)$$
10. la spinta risultante H , (15.50), si assume pertanto applicata a metà altezza del blocco;
11. una distribuzione dell’armatura di confinamento uniformemente distribuita su tutta l’altezza è compatibile, allo *SLU*, con la suddetta ipotesi circa la ubicazione del nodo O_2 ;
12. risultano essenziali barre (spezzoni) verticali disposte negli angoli⁶⁷, di diametro grande anche rispetto al passo delle armature orizzontali, fig.15.18⁶⁸;
13. è necessario che anche le barre orizzontali dell’armatura di confinamento abbiano diametro grande rispetto al loro passo⁶⁹.

⁶⁷ Si veda il par.14.1.2, quanto detto dopo la (14.1.29c) e (14.3.20).

⁶⁸ Da EC2, fig. 9.14.

⁶⁹ Regole che stabiliscono un rapporto massimo fra passo e diametro delle staffe sono specifiche delle regioni confinate, e, quindi, di elementi sismici primari: si veda EC8, 5.4.3.1.2, 6(P), b).

Secondo EC2, [1], 9.8.4, (1), (2), l'armatura di recinzione orizzontale può essere distribuita uniformemente sull'altezza h , e dimensionata per una forza orizzontale complessiva (H , secondo le figure richiamate in precedenza) pari a:

$$F_s = 0,25 (1-c/h) N_{Ed}$$

Secondo EC2, [1], 9.8.4, (1) si raccomanda che tali armature siano previste quando la pressione limite ultima sul terreno supera un valore limite, q_2 . Il valore di q_2 raccomandato da EC2 è:

$$q_2 = 5 \text{ MPa},$$

e che le armature abbiano un diametro minimo di 8 mm.

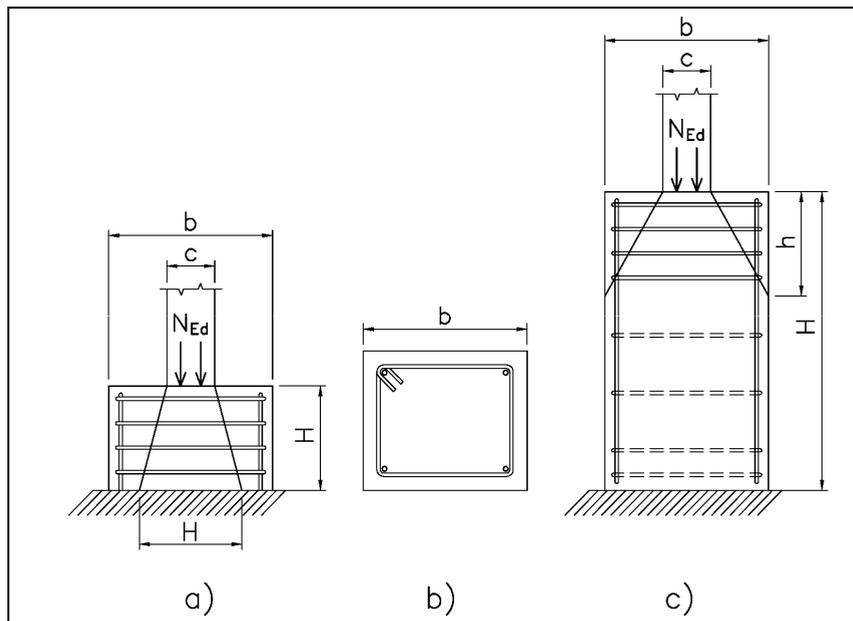


Fig. 15.18

15.3 Blocchi di fondazione su pali (15.51)

Anche con riguardo alle fondazioni profonde si rivolge l'attenzione solo ad aspetti inerenti il progetto delle armature.

15.3.1 Blocchi di fondazione su pali: carico centrato (15.52)

I modelli di fig. 15.19 possono essere utilizzati per giustificare alcune delle regole principali sui dettagli costruttivi di blocchi su pali soggetti a carico centrato. Si osservi nelle figg. 15.19-15.22:

1. la possibilità, con adeguati valori di θ , vicini ai 45° , di modelli di com-

sole aste compresse⁷¹. Inoltre ciascuno dei tre flussi, secondo il particolare del modello semplificato di fig. 15.20, è formato da percorsi elementari tutti fra loro paralleli. È infatti buona regola evitare che lungo la loro discesa verso le fondazioni i carichi verticali principali incontrino fessurazioni o, più in generale, siano costretti ad attraversare regioni danneggiate da trazioni causate da eventuali spinte locali, come quelle derivanti dall'ancoraggio, anche per aderenza, delle barre tese principali.

La disposizione delle armature entro l'impronta della sezione del palo ha lo scopo di evitare spinte trasversali di rilevante intensità. Queste sarebbero inevitabili in quanto i carichi $F^{(l)}$ sarebbero costretti, dopo essersi "appoggiati" alla barra disposta all'esterno, a deviare trasversalmente per rientrare nel palo, con valori di θ molto ridotti (fig. 15.24).

Si legga EC2, [1], 9.8, (1), per il punto 3; 9.8,(2) per il punto 1; 9.8,(3) per il punto 6, e per i minimi valori dei diametri delle barre; 9.8, (4) per il punto 4; 9.8, (5) per il calcolo della lunghezza di ancoraggio.

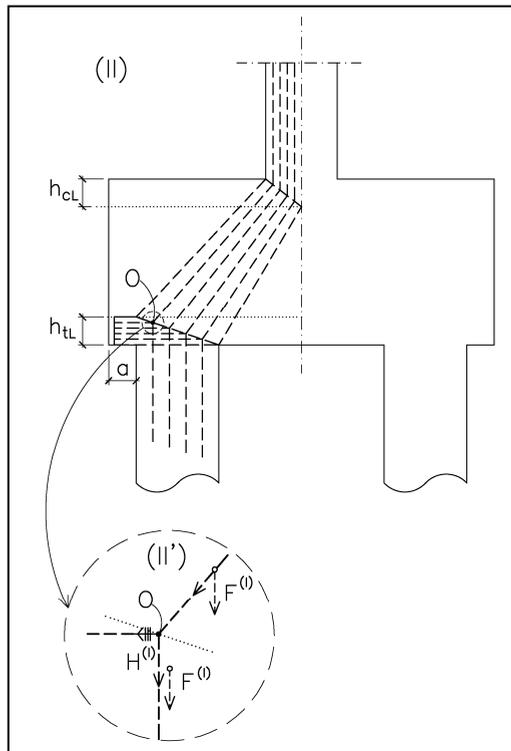


Fig. 15.20

⁷¹ Nodo CCC: si veda EC2, 6.5.4, (4).

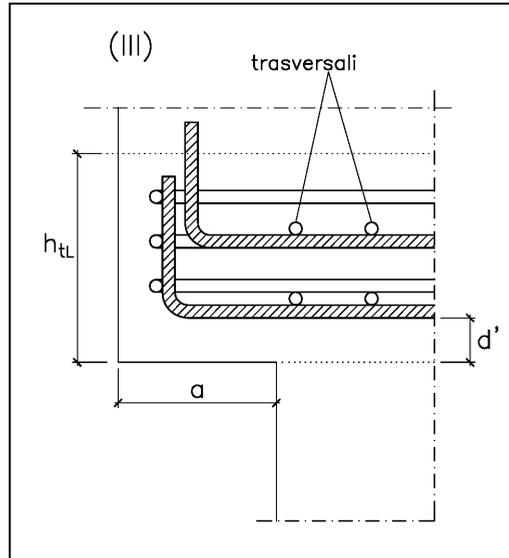


Fig. 15.21

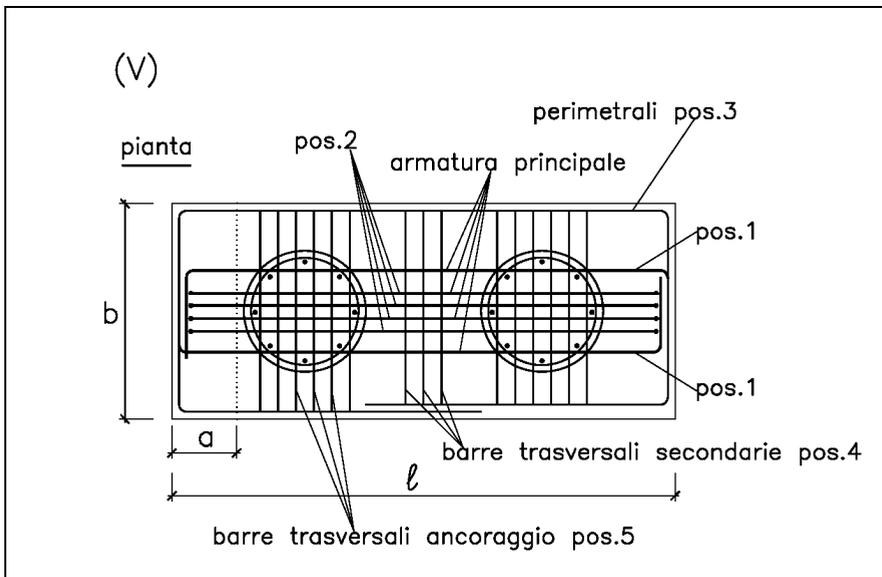


Fig. 15.22

Le figg. 15.22, 15.23, 15.25, 15.26 mostrano disposizioni delle armature “essenziali” di blocchi su 2 o più pali, [8]. Le figg. 15.27 e 15.28 mostrano come l’armatura principale, nel caso di pareti, debba disporsi in direzione ortogonale a queste ultime. Oltre alle barre principali, disposte all’interno delle fasce passanti sulle teste pali, nelle figure sono inoltre rappresentate le armature “secondarie” di sospensione, nelle regioni interposte. I flussi discendenti dei carichi verticali tendono inizialmente ad utilizzare tutti i percorsi diagonali che ne consentono la diffusione, e, di conseguenza, un “risparmio” di energia. Le regioni interposte fra i pali, tuttavia, cedono ed obbligano pertanto i carichi a “risalire”, per poi concentrarsi sulle teste pali. Per evitare che le suddette “risalite” per trazione causino fessurazioni incontrollate, è necessario disporre staffe verticali di sospensione nelle regioni comprese fra i pali.

Nel presente capitolo non viene trattato il caso delle strutture sismiche. Pertanto si ammette che le azioni abbiano direzione principalmente verticale. In assenza di eccentricità, se il dimensionamento del blocco è adeguato, non risulterebbe in tal caso necessaria l’armatura superiore rappresentata in pos. 6 nelle figg. 15.22 e 15.23. Si vedrà, tuttavia, nei successivi parr.15.3.2 e 15.3.3, che l’armatura superiore diventa necessaria in presenza di eccentricità del carico verticale, e/o di azioni orizzontali, che del resto possono non avere origine esclusivamente sismica.

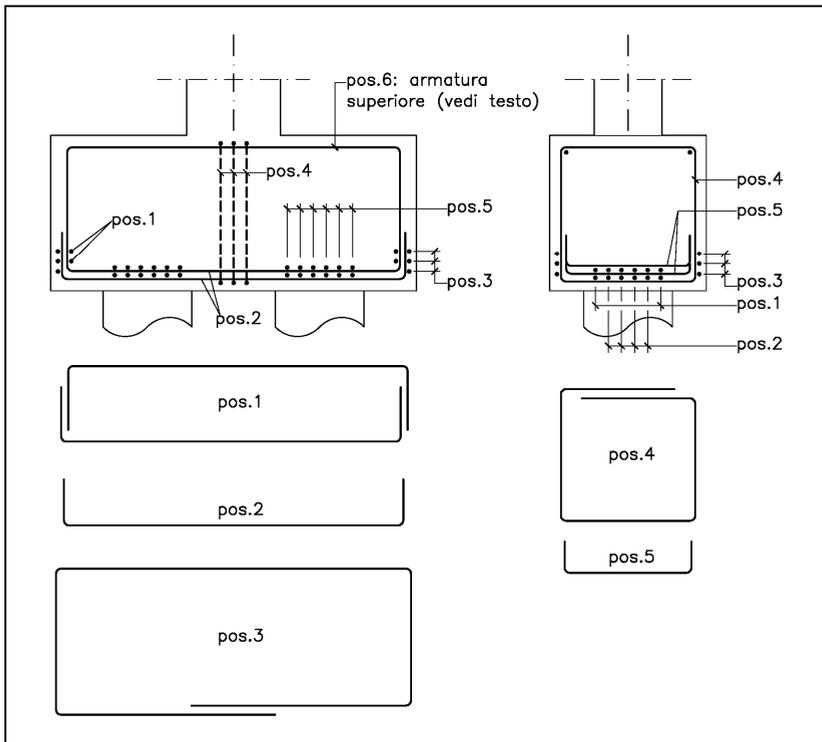


Fig. 15.23

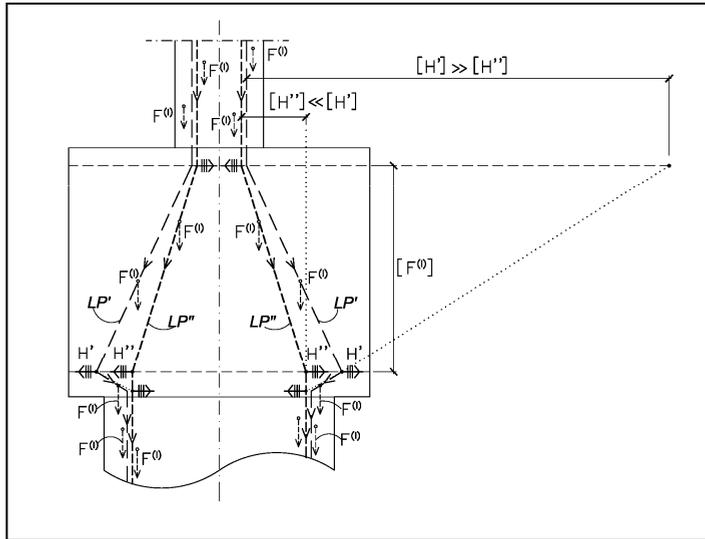


Fig. 15.24

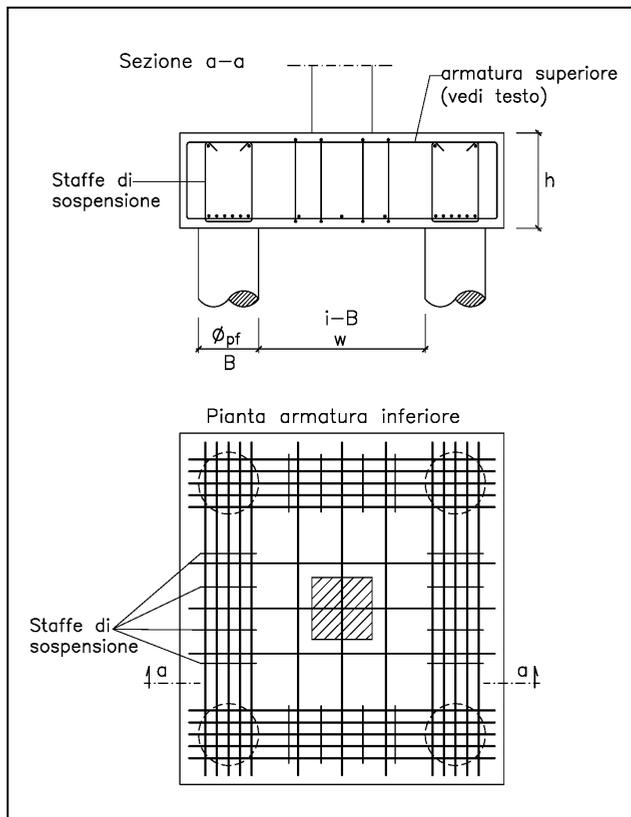


Fig. 15.25

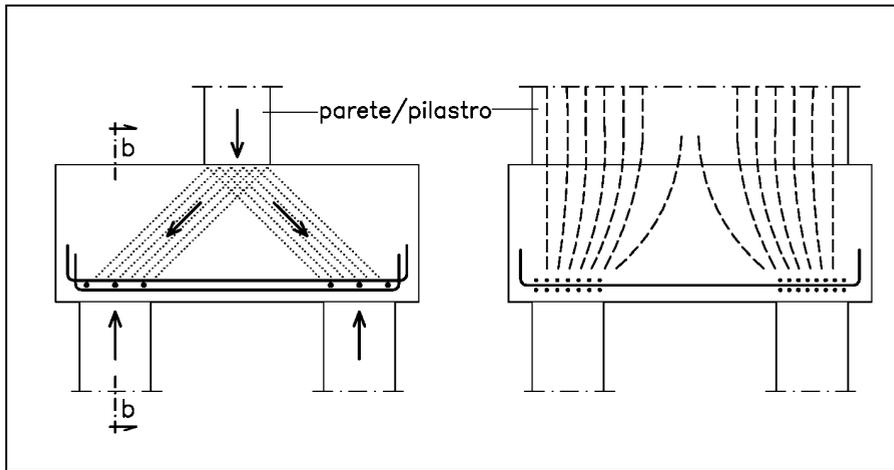


Fig. 15.26

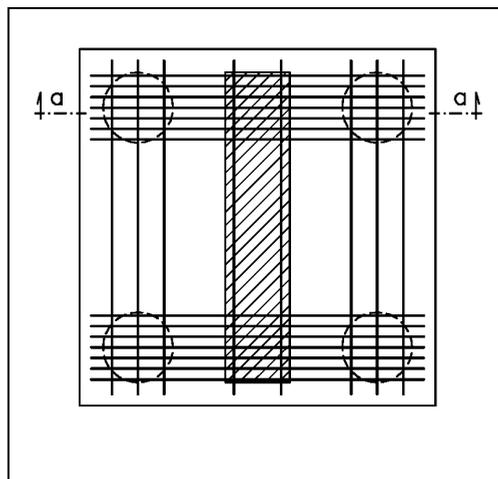


Fig. 15.27

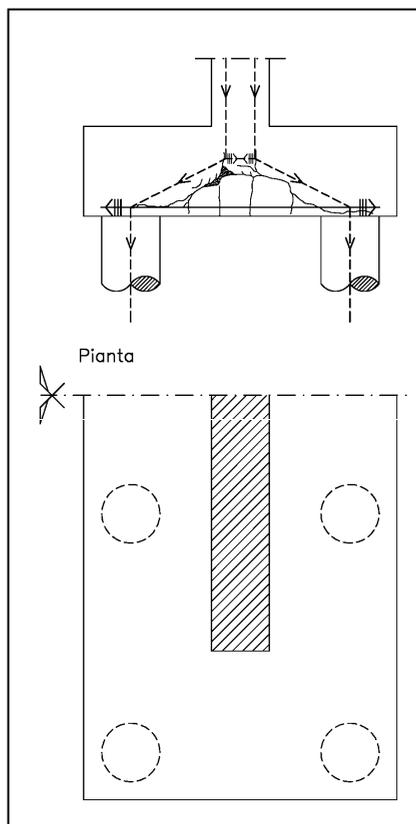


Fig. 15.28

15.3.2 Blocchi su pali: carico eccentrico

(15.53)

La influenza sul progetto delle armature della presenza di un carico orizzontale (taglio) agente all'estradosso del blocco viene esaminata separatamente da quella, oggetto del presente paragrafo, della eccentricità del carico verticale,

Il caso di un blocco su pali soggetto a carico eccentrico può ricondursi alla "somma" di un blocco soggetto a carico verticale centrato, e di un blocco soggetto esclusivamente ad una coppia.

La fig. 15.29 mostra modelli *STM*, "disegnati" con il metodo del percorso del carico, di quest'ultimo caso. Lo *STM* risultante del percorso della coppia: $(F + \Delta F) z_c$

di fig. 15.29, (I), è a sua volta ottenuto dalla sovrapposizione del *LP* della coppia di carichi F , e del *LP* della coppia di carichi ΔF . I due *LP* non sono autonomamente equilibrati, ma si equilibrano vicendevolmente.

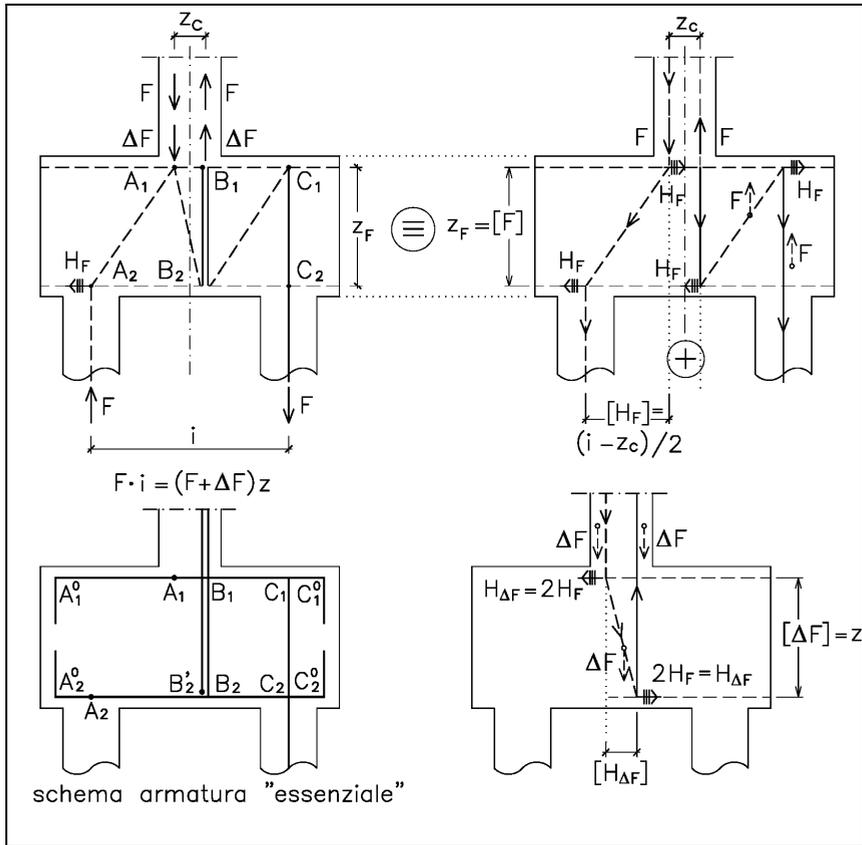


Fig. 15.29

Si sono preferiti itinerari di trazione senza deviazione, e cioè disposizione di barre tese diritte, verticali ed orizzontali. I percorsi di trazione "essenziali" sono:

- armatura verticale: lungo i tratti $B_1 \rightarrow B_2$ e $C_1 \rightarrow C_2$ del percorso del carico F (di trazione);
- armatura verticale: lungo il tratto $B_2 \rightarrow B_1$ del percorso del carico ΔF ;
- armatura orizzontale superiore: lungo il tratto $C_1 \rightarrow A_1$ del percorso della spinta H_F ;
- armatura orizzontale inferiore: lungo il tratto $A_2 \rightarrow B_2$ del percorso della spinta H_F .

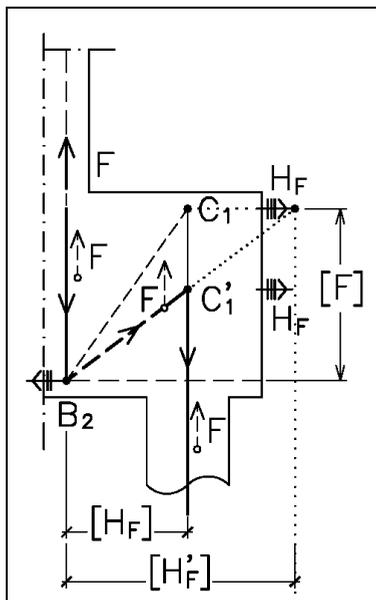


Fig. 15.29a

Si noti la convenienza che la posizione dei nodi inferiore, B_2 , e superiore, C_1 , sia il più possibile alle due estremità del blocco. Basta confrontare la fig. 15.29 con la fig. 15.29a. In quest'ultima si è disposto il nodo di deviazione superiore dell'armatura verticale proveniente dal palo nella posizione più bassa, C'_1 . La conseguenza negativa è manifesta, come la figura mostra: la spinta H'_F risulta tanto maggiore di H_F quanto più C'_1 è posto al di sotto di C_1 .

Per assicurare tali posizioni estreme a C_1 e B_2 , a partire da tali nodi le barre devono essere prolungate per tratti sufficienti ad assicurare l'ancoraggio. Nello schema di armatura della fig. 15.29 sono a tal fine rappresentati i prolungamenti "a piega" (o "a squadro") C_1-A_1 e B_2-A_2 ed un ancoraggio "a forcina verticale" di una parte delle armature discendenti dal pilastro, in B'_2 .

Naturalmente le armature indicate sono quelle essenziali, ma in pratica vanno distese su tutta la lunghezza del blocco: in figura, sino alle estremità $A^0_1, C^0_1, A^0_2, B^0_2$.

⁷² Sulla utilità di tali prolungamenti, che allontanano l'ancoraggio dai nodi di deviazione e favoriscono la formazione di nodi di deviazione C-C-C si veda (14.1.28). Si veda anche dopo la (14.2.225).

15.3.3 Blocchi su pali soggetti ad azioni orizzontali

(15.54)

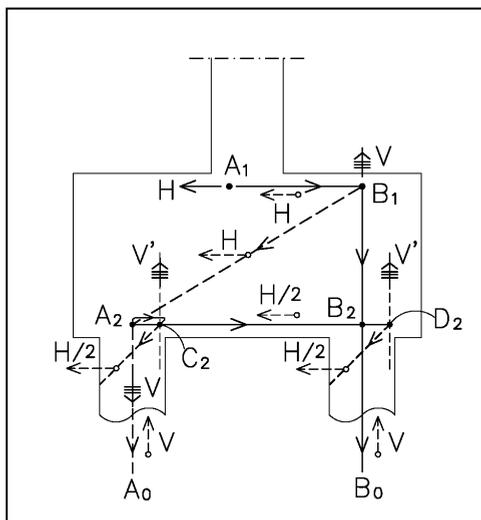


Fig. 15.29b

La fig. 15.29b mostra come anche in presenza di azioni orizzontali⁷³ agenti sul blocco sia necessaria armatura orizzontale superiore ed armatura verticale.

Le armature orizzontali hanno la funzione di consentire ad H di trovare le posizioni “migliori”⁷⁴ (B_1 , C_2 e D_2) per entrare nei pali, dividendosi in altrettante aliquote. Il disegno di figura si riferisce ad un blocco a due pali, e si è assunto che tali aliquote siano uguali. Questa ipotesi è tanto più verosimile quanto più il blocco è rigido rispetto al sistema pali-terreno⁷⁵.

Le armature verticali dei pali vanno prolungate sino alla estremità superiore del blocco, ovvero fino a B_1 , e servono ad equilibrare la spinta verticale V , che nasce in conseguenza della deviazione del carico orizzontale H .

Anche per il caso qui trattato valgono considerazioni inerenti le modalità di ancoraggio più favorevoli, di cui si è fatto cenno in (15.53).

15.3.4 Pali di fondazione trivellati

(15.55)

Si propone solo qualche cenno ad aspetti inerenti le regole sui dettagli costruttivi delle armature, secondo EC2 [1].

⁷³ Si rammenti che il presente volume non tratta strutture sismiche. Ci si limita pertanto solo a questo cenno.

⁷⁴ “Migliori” sempre in termini di economia della energia di deformazione da investire.

⁷⁵ In effetti la differenza di energia di deformazione fra i due itinerari $A_2 \rightarrow C_2$, ed $A_2 \rightarrow B_2$ è normalmente del tutto trascurabile rispetto a quella che i carichi orizzontali agenti devono investire nei loro itinerari all’interno dei pali (i tagli) e poi nel terreno di fondazione.

Nella sezione 12, EC2, [1], 9.8.5, (1), prevede anche l'impiego di pali di fondazione trivellati non armati.

Secondo EC2, [1], 9.8.5, (2) "al fine di consentire una corretta messa in opera del calcestruzzo attorno all'armatura, è di primaria importanza curare i dettagli costruttivi dell'armatura, delle gabbie di armatura e di ogni inserto collegato in modo da non ostacolare il getto."

Secondo EC2, [1], 9.8.5, (3) è consigliato il seguente valore minimo, $A_{s,bpmin}$ dell'armatura longitudinale dei pali trivellati gettati in opera:

per $A_c \leq 0,5 \text{ m}^2$, e cioè $\Phi \leq 800 \text{ mm}$, circa,

$$A_{s,bpmin} = 0,005 A_c.$$

Per $0,5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ m}^2$, e cioè $800 \text{ mm} < \Phi \leq 1100 \text{ mm}$, circa,

$$A_{s,bpmin} = 25 \text{ cm}^2; \text{ e cioè } A_{s,bpmin} \geq 0,0025 A_c.$$

Per $A_c > 1,0 \text{ m}^2$, e cioè $\Phi > 1100 \text{ mm}$, circa,

$$A_{s,bpmin} \geq 0,0025 A_c.$$

Secondo EC2, [1], 9.8.5,(3), si raccomanda quanto segue.

Diametro minimo barre longitudinali:

$$d_{bL,min} = 16 \text{ mm}.$$

Numero minimo barre longitudinali:

$$n_{bL,min}^{\circ} = 6.$$

Distanza massima fra le barre longitudinali:

$$s_{bL,max} = 200 \text{ mm}.$$

EC2, [1], 9.8.5, (4), rimanda ad EN 1536 per i dettagli costruttivi relativi alle armature longitudinali e trasversali dei pali trivellati.

Sempre secondo EC2, [1], 4.4.1.3, (4), quando il calcestruzzo è messo in opera direttamente contro il terreno, non trattato, è consigliato un copriferro di 75 mm.

15.4 Travi di fondazione

(15.56)

I criteri di progettazione dell'armatura di una trave di fondazione possono per molti aspetti rientrare fra i criteri generali validi per una trave, più diffusamente trattati nel par. 14.2.1. Aspetti specifici possono cogliersi dalla lettura della *Premessa* al presente capitolo, ed in particolare dei punti (15.5a)-(15.5h).

Le raccomandazioni che seguono si basano sull'ipotesi che l'altezza della trave sia stata dimensionata nel rispetto delle indicazioni contenute nei succitati punti.

15.4.1 Armature longitudinali

(15.57)

Meritano qualche considerazione i modelli rappresentativi dell'effetto della eventuale presenza di vuoti (o zone in cui il terreno presenta caratteristiche meccaniche molto più scadenti) al di sotto di travi, fig. 15.6.

Per ragioni di "metodo" è conveniente analizzare l'effetto del vuoto separatamente da quello dei carichi di servizio. Il "fenomeno" (e cioè la presenza

del vuoto), applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, è rappresentato dal modello [il secondo termine di fig.15.6] che “sommato” a quello rappresentativo del caso in cui il vuoto non c’è (il primo dei due termini: sono applicate reazioni fittizie verso l’alto), dà come risultato il caso reale. Di conseguenza l’armatura da predisporre risulta dalla sovrapposizione di quella necessaria nella ipotesi che il vuoto non ci sia, e di quella necessaria per il funzionamento del modello rappresentativo del solo “fenomeno” (il 2° termine). Si osservi che quest’ultimo mostra che la prestazione della trave consiste nella capacità di attivare una sorta di effetto arco interno. Le armature verticali di sospensione possono risultare necessarie al fine di un controllo dell’ampiezza di fessurazione. Infatti potrebbe accadere che l’arco si attivi solo dopo il cedimento del corrente inferiore, spinto verso il vuoto sottostante dai carichi discendenti.

Una disposizione delle armature longitudinali coerente con i criteri di dimensionamento indicati nel presente capitolo, porta a preferire armature filanti diritte, estese a tutta luce delle campate, evitando l’adozione di barre rialzate. Le barre longitudinali filanti su tutta la lunghezza indispensabili sono quelle disposte negli angoli esterni ed interni delle staffe: dalla distanza massima trasversale prescritta per i bracci di queste ultime (si veda il successivo par. 15.4.2, dedicato alle armature trasversali) tenuto conto della misura di b , si può dedurre il numero minimo di barre longitudinali filanti.

È opportuno sottolineare che, come mostra la fig.15.30, le zone in cui disporre le giunzioni per sovrapposizione sono invertite rispetto alle travi in elevazione: in campata le giunzioni delle barre longitudinali inferiori; in corrispondenza dei pilastri quelle delle barre longitudinali superiori.

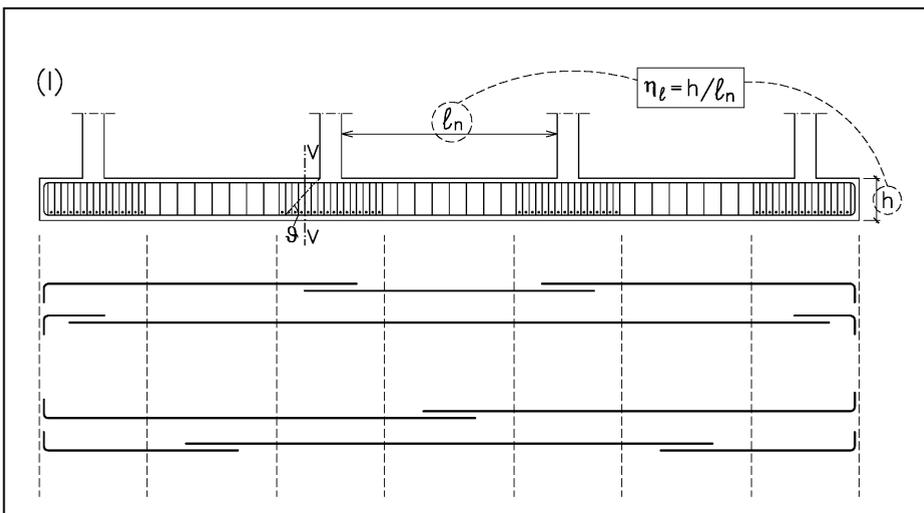


Fig. 15.30

15.4.2 Armature trasversali

(15.58)

In direzione trasversale, nelle regioni al di sotto della sezione di spiccato dei pilastri, il comportamento di una trave di fondazione a sezione rettangolare è riconducibile a quello di un plinto, fig. 15.31.

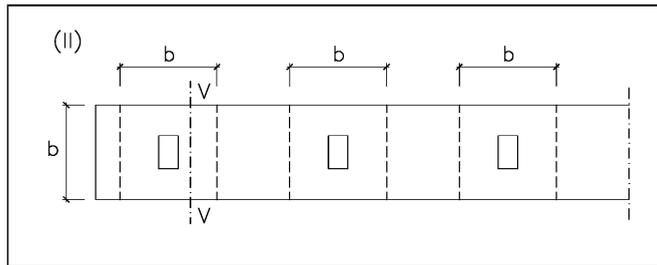


Fig. 15.31

Per le armature trasversali inferiori di tali regioni si possono pertanto adottare criteri e regole raccomandati per i plinti, come mostra la fig. 15.32. Alle staffe, da disporre secondo i criteri delle travi in elevazione, si aggiungono barre inferiori, ancorate a squadro verticale alle estremità.

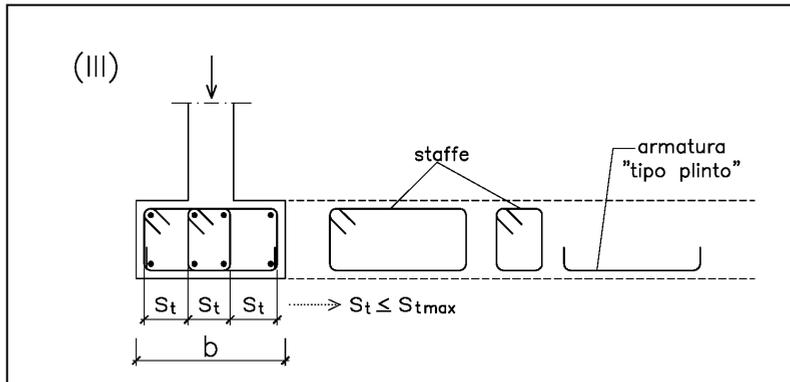
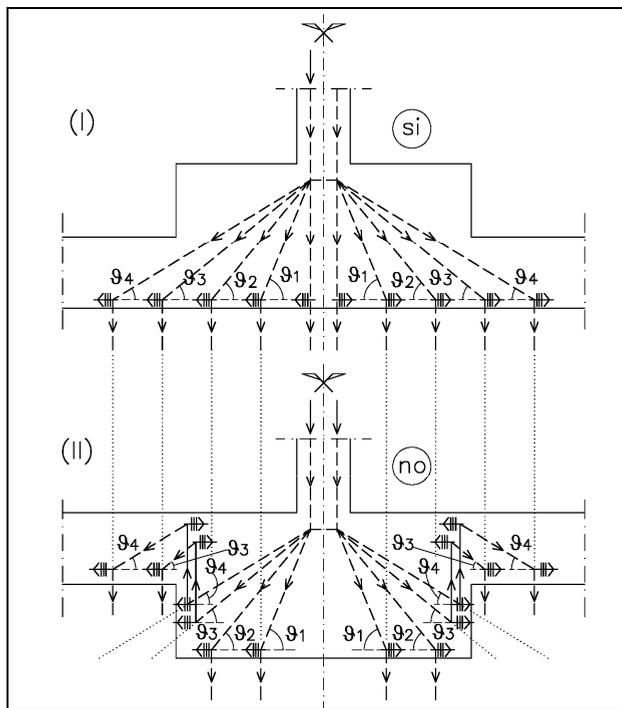


Fig. 15.32

15.5 Platee di fondazione**(15.59)**

Considerazioni analoghe a quelle proposte per il caso delle piastre senza nervature (piastre su pilastri), (14.2.424), possono valere per le platee di fondazione. Un aspetto rilevante, specifico delle platee di fondazione, è rappresentato, proprio come nel caso delle travi, dalla intensità dei carichi verticali in gioco, generalmente molto maggiore di quella dei carichi agenti su un'analogha soletta in elevazione. Pertanto, nel caso delle platee, risultano ancora più motivate le raccomandazioni formulate a proposito della preferenza da dare a soluzioni che non rendano essenziali le armature a taglio.

**Fig. 15.33**

Se si desidera contenere lo spessore della platea entro valori relativamente ridotti, non essendo tuttavia obbligati a disporre apposita armatura a taglio, si può adottare lo stesso criterio valido a tal fine nelle piastre su pilastri in elevazione, realizzando cioè dei “capitelli rovesci”. La fig. 15.33 mette a confronto due differenti soluzioni. Nella (I), che prevede un capitello estradossato, da preferirsi, per diffondere il carico verticale sul sottostante terreno non risulta necessaria armatura verticale di sospensione, purché naturalmente i valori di

θ risultino “compatibili”⁷⁶. Nella soluzione (II), che prevede un capitello intradossato, da evitarsi, si rileva che, a parità di inclinazione⁷⁷ dei percorsi diagonali di compressione necessari per diffondere il carico, risultano indispensabili armature di sospensione. Le verifiche a punzonamento sono decisive ai fini del dimensionamento dello spessore della platea, e dei conseguenti effetti sulla concezione dell’armatura.

Si veda in proposito EC2, [1], 6.4, ed in particolare 6.4.4 per il caso di piastra priva di armatura a taglio, in fondazione.

Il rischio di rottura per punzonamento risulta notevolmente aumentato, e peraltro difficile da valutare, quando i pilastri sono ubicati sul bordo della platea. Pertanto sono situazioni che in sede di progetto dovrebbero essere evitate. Tralasciando di fare considerazioni sul comportamento locale, ed in particolare sugli effetti delle eccentricità dell’area caricata rispetto alla superficie resistente a punzonamento⁷⁸, oltre che sulle speciali condizioni delle interazioni con il terreno, ci si limita ad accennare in questa sede⁷⁹ alla necessità di disporre speciali armature di bordo, come indicato in fig. 15.34, (II). A tal riguardo, si osservino in figura:

- le forcelle orizzontali, con funzione di “incatenamento trasversale”⁸⁰;
- le forcelle verticali⁸¹;
- la disposizione della gabbia di armatura del pilastro, completa di staffe, all’interno delle suddette forcelle.

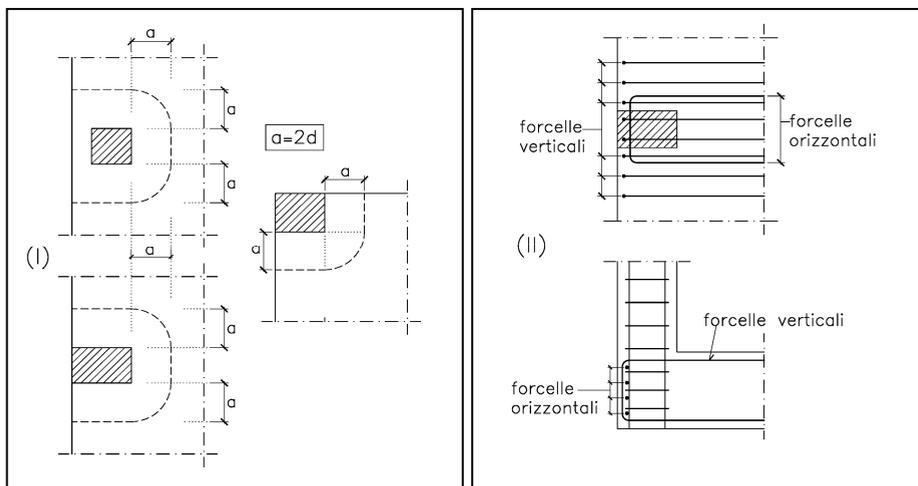


Fig. 15.34

⁷⁶ Si veda il par. 14.2.1 ed EC2, 6.4.

⁷⁷ Rispetto alla soluzione precedente.

⁷⁸ Si veda EC2, 6.4.2.

⁷⁹ Si ricorda che il presente capitolo è dedicato elusivamente ad una sommaria analisi delle modalità di progettazione dell’armatura di strutture di fondazione.

⁸⁰ (14.3.24) punto c).

⁸¹ Si veda (14.2.411).

Altra questione è quella relativa alla distribuzione, nella sezione trasversale, delle armature longitudinali risultanti dal calcolo (EC2, [1], Appendice I). In fig. 15.35 si sono rappresentati due tipi di “fasce”: quella tipo (1) passante sul pilastro, e quella tipo (2), che rappresenta la restante parte della platea, e cioè la fascia “di campata”. Se si adotta un’analisi semplificata⁸², il calcolo fornisce solo l’armatura totale, per cui è poi necessario stabilire un criterio per la sua ripartizione fra le due fasce.

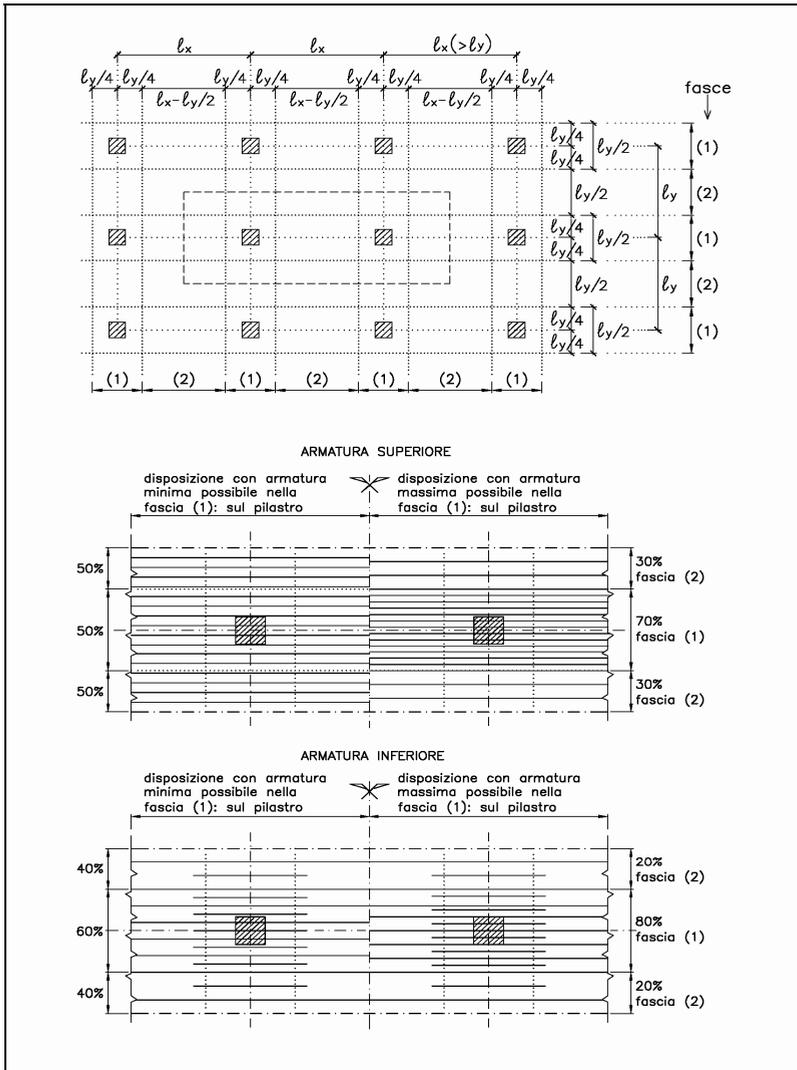


Fig. 15.35

⁸² Il cosiddetto “metodo del telaio equivalente”.

Infatti è possibile assumere come modello un telaio le cui travi sono costituite dalle intere fasce di platea, comprese fra le linee mediane delle due campate contigue al generico allineamento dei pilastri. L'armatura complessiva della fascia deve poi essere distribuita secondo criteri che tengano conto della circostanza che l'addensamento dei flussi dei carichi, nella fascia di pilastro, tipo (1), si verifica sia per i momenti flettenti negativi (armature inferiori), sia per i momenti flettenti positivi (armature superiori). Tuttavia risulta più accentuato l'addensamento dei momenti flettenti negativi. Nella citata fig. 15.35 si riporta la proposta di distribuzione di EC2, [1], Appendice I, I.1.2, prospetto I.1.