

7.6 - Fondazioni dirette continue.

7.6.1. - Generalita'.

Quando diminuisce la resistenza meccanica del terreno, oppure quando i carichi aumentano (e edifici alti), le dimensioni delle basi di appoggio dei plinti diventano piu' grandi, fino ad interferire tra loro.

Si passa cosi', logicamente, da fondazioni discontinue a fondazioni continue.

Il primo schema, che s'incontra in questo processo logico, rende continua, per una o piu' file di pilastri, solo la sottobase di conglomerato non armato.

Su questa, i plinti sono ancora discontinui ma hanno, preferibilmente, forma rettangolare, allungata nella direzione della fila dei pilastri, per una migliore ripartizione dei carichi sulla sottobase. Questo schema e' particolarmente vantaggioso, perche' consente l'impiego di mezzi meccanici per lo scavo delle trincee di fondazione.

Nel successivo passo logico diventano continue anche le sovrastanti strutture in cemento armato; si passa, cosi', dai plinti alla trave di fondazione, che collega tra loro una o piu' file di pilastri. Lo schema di "trave rovescia" e' stato, ed e' tuttora, di largo impiego, specie in zona sismica, ma e' molto oneroso dal punto di vista economico, specie se considerato in rapporto alle prestazioni che e' in grado di fornire (*).

(*). La trave esplica essenzialmente due funzioni; quella di trasmettere i carichi dai pilastri al suolo e quella di collegare e di irrigidire l'intera struttura. Infatti le dimensioni, ./.

Il passo successivo vede le travi disposte in più direzioni, per formare "reticoli di travi", ed, infine, anche gli specchi rettangolari, che esse determinano, completati con "solette rovesce" in modo che la fondazione assume infine lo schema di "solaio rovescio" o "platea generale".

7.6.2.- Lo schema di trave rovescia infinitamente rigida.

Le schematizzazioni, che la teoria propone per la trave rovescia, derivano dal rapporto di rigidità tra trave e suolo.

Lo schema di "trave rovescia infinitamente rigida" può essere considerato valido solo quando è molto elevato il rapporto tra la rigidità della trave e quella del suolo (*). La trave, in tal caso, presenta deformazioni tanto piccole, in rapporto a quelle del suolo, da potersi considerare rettilinea la sua deformata. Il procedimento di calcolo è concettualmente molto semplice, perché c.d.s.i. è superato il problema iperstatico del rispetto della congruenza tra trave e suolo.

./.. che in genere assume, sono molto maggiori di quelle delle sovrastanti travi dell'edificio. Se si scindono le due funzioni, si ricade nello schema di plinti isolati con rete di travi di collegamento, che possono, come si è già detto, assumere la forma di "pareti" per ottenere un valido irrigidimento flessionale oltre che estensionale.

(*) Si consideri ad esempio, una riga di acciaio premuta in coltello su un cuscino soffice di gomma piuma. Questo schema è quindi valido per travi pareti che insistano su suoli molto deformabili.

Nota la risultante esterna dei carichi verticali, si ottengono subito: la distribuzione delle pressioni trasmesse al suolo e, successivamente, le caratteristiche flettenti e taglianti nella trave.

E' da osservare pero' che questo procedimento comporta sviluppi numerici molto lunghi e che, per travi rovesce di normali dimensioni (per le quali non e' accettabile l'ipotesi di infinita rigidita'), fornisce risultati fisicamente assurdi.

7.6.3.- La trave elastica su suolo elastico.

Convien quindi in pratica assumere lo schema di *trave elastica su suolo elastico* che e' senz'altro preferibile, oltre che per la semplicita' di applicazione, per una valutazione corretta del comportamento fisico della struttura.

E' noto da corsi precedenti che questa schematizzazione e' retta dall'equazione differenziale: (figura(7-11))

$$y^{IV} + \frac{cb}{EJ} y = \frac{P}{EJ}$$

y = abbassamento

c = costante di sottofondo

b = larghezza della trave

P = carico ripartito

E = modulo di elasticita'

J = momento d'inerzia.

e dalla omogenea associata che assume la forma:

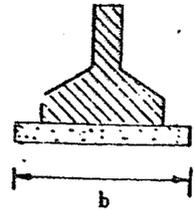
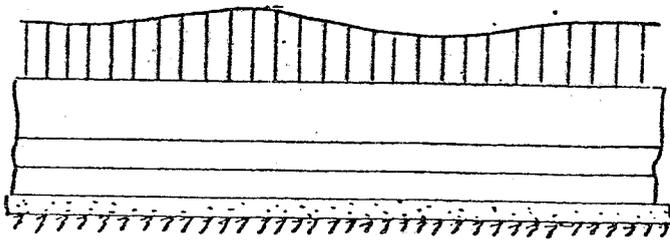


Fig. 7-11

$$y^{IV} + 4 \lambda^4 y = 0 (*)$$

dove

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{c \cdot b}{4 \cdot EJ}}$$

Tra i vari casi di carico si utilizzano piu' frequentemente quelli riportati in figura 7-12 e 7-13 con una forza concentrata (***) ed un momento concentrato.

(*) La soluzione generale della omogenea associata e' fornita dalla relazione.

$$y = e^{-\lambda x} (C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x) + e^{\lambda x} (C_3 \sin \lambda x + C_4 \cos \lambda x)$$

Nelle pratiche applicazioni si utilizza lo schema di trave di lunghezza infinita o seminfinita caricata nella origine (\$x=0\$). Le costanti \$C_3\$ e \$C_4\$ sono nulle perche', per \$x = \infty\$, deve essere \$y=0\$ e la espressione dell'abbassamento si riduce alla seguente espressione:

$$y = e^{-\lambda x} (C_1 \sin \lambda x + C_2 \cos \lambda x) = e^{-\lambda x} (C_1 s + C_2 c).$$

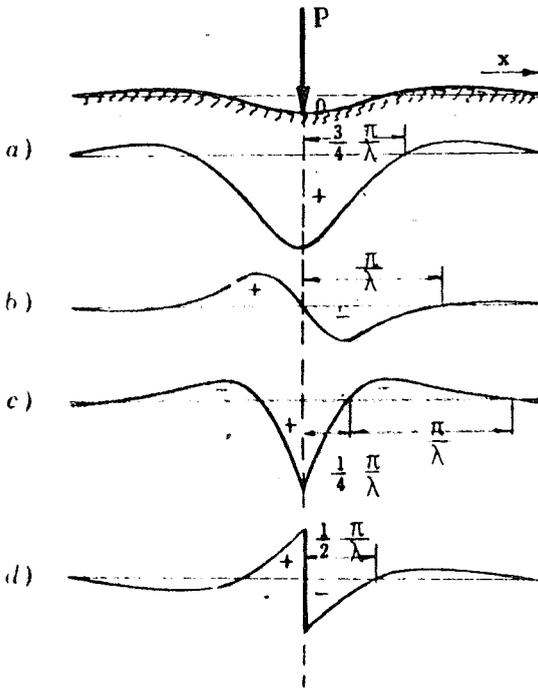
$$(s = \sin \lambda x; c = \cos \lambda x)$$

dove le due costanti \$C_1\$ e \$C_2\$ si determinano volta per volta in base alle condizioni ai limiti.

(**) Sempre nel caso di trave di lunghezza infinita e di una sola forza concentrata in \$x=0\$ la \$y\$ si particolarizza

$$y = \frac{P \cdot \lambda}{2 \cdot c \cdot b} e^{-\lambda x} (\sin \lambda x + \cos \lambda x).$$

Infatti le due condizioni che consentono di determinare \$C_1\$ e \$C_2\$ sono quelle che esprimono la orizzontalita' della tangente alla linea elastica nella sezione di applicazione del carico con

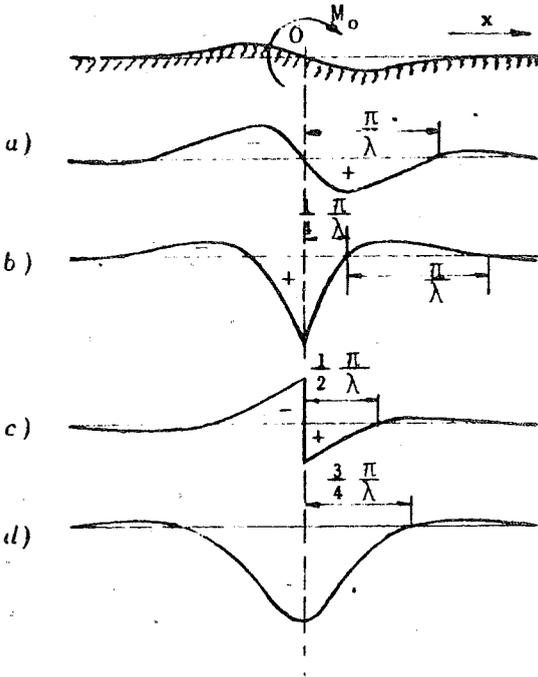


$$y = \frac{P\lambda}{2bc} A_{\lambda x}$$

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{bc} B_{\lambda x}$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} C_{\lambda x}$$

$$Q = -\frac{P}{2} D_{\lambda x}$$



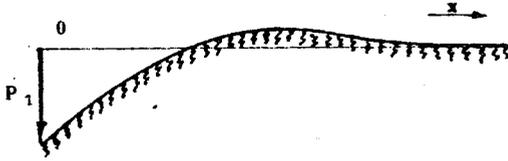
$$y = \frac{M_o\lambda^2}{bc} B_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{M_o\lambda^3}{bc} C_{\lambda x}$$

$$M = \frac{M_o}{2} D_{\lambda x}$$

$$Q = -\frac{M_o\lambda}{2} A_{\lambda x}$$

Fig. 7-12

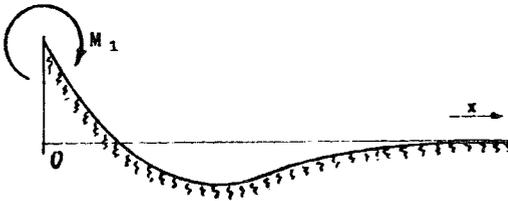


$$y = \frac{2P_1\lambda}{bc} D_{\lambda x}$$

$$\theta = -\frac{2P_1\lambda^2}{bc} A_{\lambda x}$$

$$M = -\frac{P_1}{\lambda} B_{\lambda x}$$

$$Q = -P_1 C_{\lambda x}$$



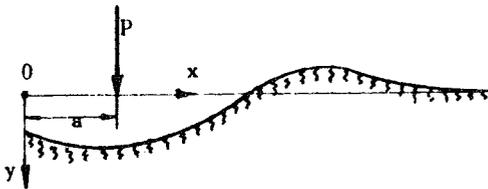
$$y = -\frac{2M_1\lambda^2}{bc} C_{\lambda x}$$

$$\theta = \frac{4M_1\lambda^3}{bc} L_{\lambda x}$$

$$M = M_1 A_{\lambda x}$$

$$Q = -2M_1\lambda B_{\lambda x}$$

Fig. 7-13



$$y = -\frac{P\lambda}{2bc} [(C_{\lambda a} + 2L_{\lambda a})A_{\lambda x} - 2(C_{\lambda a} + D_{\lambda a})B_{\lambda x} + A_{\lambda|a-x|}]$$

$$\theta = -\frac{P\lambda^2}{bc} (aB_{\lambda x} + \epsilon C_{\lambda x} \pm B_{\lambda|a-x|})$$

$$M = \frac{P}{4\lambda} (aC_{\lambda x} - 2\epsilon D_{\lambda x} + C_{\lambda|a-x|})$$

$$Q = -\frac{P}{2} (aD_{\lambda x} - \epsilon A_{\lambda x} \pm D_{\lambda|a-x|})$$

E' interessante porre in evidenza le seguenti funzioni A, B, C, D di λx :

$$A_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\sin \lambda x + \cos \lambda x); \quad B_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cdot \sin \lambda x$$

$$C_{\lambda x} = e^{-\lambda x}(\sin \lambda x - \cos \lambda x); \quad D_{\lambda x} = e^{-\lambda x} \cdot \cos \lambda x$$

che intervengono nella soluzione di tutti i casi rappresentati in figura; esse, a meno di costanti, sono,

./.. centrato

$$\left(\frac{dy}{dx} \right) = 0 \quad (\text{per } x = 0)$$

e l'uguaglianza tra la discontinuita' del diagramma del taglio ed il carico applicato

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{P}{2} \quad (\text{per } x = 0)$$

Dalla prima condizione si ottiene successivamente:

$$\frac{dy}{dx} = -\lambda e^{-\lambda x}(C_1 \cdot s + C_2 \cdot c) + \lambda e^{-\lambda x}(C_1 \cdot c - C_2 \cdot s)$$

da cui, per $x=0$, essendo $s=0$; $c=1$; $\frac{dy}{dx} = 0$; $e^{-\lambda x} = 1$, si ha

$$C_1 - C_2 = 0$$

e quindi:

$$C_1 = C_2 = C$$

Dalla seconda condizione, sostituendo l'unico simbolo C nell'espressione di y e derivando tre volte, si ha successivamente:

$$y = C e^{-\lambda x}(s+c);$$

$$\frac{dy}{dx} = -\lambda C e^{-\lambda x}(s+c) + \lambda C e^{-\lambda x}(c-s) = C e^{-\lambda x}(-s-c+c-s) = -2\lambda C e^{-\lambda x}s$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = +2\lambda^2 C e^{-\lambda x} - 2\lambda^2 C e^{-\lambda x}c = 2\lambda^2 C e^{-\lambda x}(s-c)$$

$$\begin{aligned} \frac{d^3 y}{dx^3} &= -2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(s-c) + 2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(c+s) = 2\lambda^3 C e^{-\lambda x}(-s+c+c+s) = \\ &= 4\lambda^3 C e^{-\lambda x}c \end{aligned}$$

Sostituendo l'ultima espressione in

ciascuna, la derivata della precedente (*).

La soluzione del problema si ottiene utilizzando lo schema di trave di lunghezza infinita e seminfinita, nel quale tutti gli enti di sollecitazione e deformazione sono esprimibili attraverso le suddette quattro funzioni (A, B, C, D), che sono armoniche smorzate con lunghezza di onda pari a $\frac{2\pi}{\lambda}$.

./.

$$EJ \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{P}{2} \quad (\text{per } x=0)$$

si ha

$$EJ4\lambda^3 C = \frac{P}{2} ;$$

da cui

$$C = \frac{P \lambda}{2EJ4 \lambda^4} = \frac{P \lambda EJ 4}{8 EJcb} = \frac{P \lambda}{2cb}$$

Derivando ancora si ha

$$\frac{d^4 y}{dx^4} = -4C\lambda^4 e^{-\lambda x} - 4\lambda^4 C e^{-\lambda x} = -4\lambda^4 C e^{-\lambda x} (s+c) = -4\lambda^4 y$$

da cui si vede che e' soddisfatta l'equazione differenziale di partenza che regge il problema.

(*) E' anche interessante notare che, rappresentate su un cerchio trigonometrico, sono sfalsate di $\pi/4$ (fig. 7-14); infatti:

A=0 quando $\sin \lambda x + \cos \lambda x = 0$ cioè'

$$\text{per } \lambda x = \frac{3}{4} ; \text{ quindi } x = \frac{3}{4} \frac{\pi}{\lambda}$$

B=0 quando $\sin \lambda x = 0$ cioè'

$$\text{per } \lambda x = 0, \quad x = \frac{\pi}{\lambda}$$

C=0 quando $\sin \lambda x - \cos \lambda x = 0$ cioè'

$$\text{per } \lambda x = \frac{\pi}{4} ; \frac{5}{4} \pi$$

Esclusa la funzione B, esse sono tutte eguali ad 1 in corrispondenza della origine e si annullano in punti intervallati di $\frac{\pi}{\lambda} = L$ (che si chiama "lunghezza caratteristica").

Gli schemi riportati nelle figg. 7-12 e 7-13 consentono di conseguire la soluzione (numerica) di una trave di lunghezza finita con notevole agilita', utilizzando le tabelle che forniscono A, B, C, D in funzione di x.

Il procedimento di calcolo e' noto dai corsi precedenti; giova qui approfondire alcune considerazioni. In primo luogo si ricorda che si assume per schema delle travi di fondazione di edifici quello di "trave di lunghezza finita" caricata con forze concentrate (*); in zona sismica, si aggiungono forze orizzontali e momenti determinati nella ipotesi che lo edificio trovi nella fondazione un vincolo rigido. Questa ultima ipotesi e' in contrasto logico con l'e

./.

D=0 quando $\cos \lambda x = 0$

$$\lambda x = \frac{\pi}{2}$$

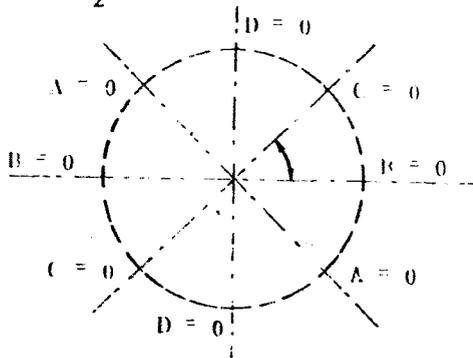


Fig 7-14

(*) I valori di dette forze sono gli scarichi dei pilastri determinati nel paragrafo 5.

lasticita' ipotizzata per la fondazione, ma e' giustificata nel caso di elevato rapporto tra rigidita' della struttura "fondazione" e rigidita' di quella in "elevazione". Comunque essa interviene solo nella valutazione delle azioni agenti sulla fondazione ed, in generale, fornisce valori maggiori di quelli effettivi per quanto riguarda i momenti applicati; per le forze concentrate, che globalmente sono di entita' invariabile, al termine del procedimento, e' peraltro possibile valutare qualitativamente il grado di approssimazione dall'esame dei risultati (*).

La separazione, tra struttura in elevazione e struttura in fondazione, e' indubbiamente molto vantaggiosa dal punto di vista operativo. Inoltre, l'utilizzazione dello schema di trave di lunghezza infinita e' di grande vantaggio, perche' consente di considerare separatamente gli effetti delle singole azioni esterne (forze e momenti) operando sempre nell'origine di uno stesso schema, avente le stesse caratteristiche, geometriche ed elastiche, della trave reale, di modo che tutte le soluzioni coincidono, a meno di un coefficiente di affinita'; di qui la grande semplicita' del procedimento (**).

(*) Le forze verticali sono quelle indicate nella nota precedente, se gli abbassamenti dei punti di applicazione sono tra loro eguali.

(**) Sovrapponendo poi gli effetti, si ottengono le distribuzioni complessive del momento e del taglio per la trave di lunghezza infinita e si determinano, in particolare, i valori di tali caratteristiche in corrispondenza delle sezioni che corrispondono a quelle terminali della trave di lunghezza finita. Esse possono intendersi come azioni esterne, esercitate dalle due porzioni di travi di lunghezza seminfinita, che in realta' non esistono, sul tratto di lunghezza finita pari a quello della trave reale.

9/.

Occorre però discutere ancora i criteri per assegnare i valori delle costanti che compaiono nell'espressione di λ : la costante di sottofondo (c), la larghezza della trave (b), il modulo elastico del materiale (E) ed il momento di inerzia (I) della sezione trasversale della trave. Esaminiamo separatamente tali enti.

a) La costante di sottofondo (c) è per definizione la pressione capace di provocare un cedimento elastico unitario del suolo. Basta pensare alla vasta gamma di terreni disponibile per dedurre che, ammessa l'ipotesi di comportamento elastico, il valore di tale costante è compreso in un intervallo certamente molto ampio (*).

Nel singolo caso è tuttavia possibile, in pratica individuare un intervallo in cui il valore di c si può ritenere certamente compreso (**)

./.. Di queste azioni esterne non si tiene conto se il loro valore è modesto; altrimenti si applicano, con il segno cambiato, a due schemi di travi di lunghezza seminfinita per i quali rispettivamente, la sezione di applicazione si assume come origine. Il procedimento si svolge secondo quanto già illustrato altrove in corsi precedenti.

(*) Su una argilla molto tenera, una pressione, pari a quella del piede di un uomo, può provocare cedimenti maggiori di 1 cm ed il valore della costante di sottofondo assume quindi valori inferiori ad 1.

Su una roccia compatta, chiaramente l'orma del piede umano non si forma affatto ed il cedimento del suolo è piccolissimo; il valore della costante di sottofondo sale allora a valori elevati ($200 \div 300 \text{ kg/cm}^{-2}$). Esistono, peraltro serie difficoltà per la determinazione sperimentale di questo valore, sicché la sua precisione con estremo rigore appare una pressoché insormontabile difficoltà.

(**) Ad esempio per un terreno di fondazione costituito da rocce sciolte, aventi resistenza convenzionale ammissibile di circa 10 kg/cm^{-2} la costante di sottofondo può considerarsi compresa nell'intervallo $10 \div 50 \text{ kg/cm}^{-2}$.

interpretare l'effettivo comportamento. Questa possibilità e' già un risultato molto utile perche', anche se l'intervallo che racchiude il valore effettivo di c e' di notevole ampiezza, molto minore e' l'intervallo in cui e' compreso il corrispondente valore di λ , che dipende dalla radice quarta di c .

A parita' di valori di tutti gli altri parametri, al valore limite massimo di c corrisponde il massimo valore della pressione sul terreno ($c \gamma$) e al minimo valore di c il massimo valore del momento riflettente (M).

Il valore minimo di c si utilizza per il proporzionamento o la verifica della trave, ed il massimo per la verifica della resistenza del piano di posa. Poiche' gli altri parametri sono anch'essi variabili, il ragionamento non puo' farsi solo con riferimento ai limiti di c ma ai limiti in cui puo' variare λ in funzione anche di b , E ed J .

b) La larghezza b a contatto con il suolo.

Nel problema della verifica la larghezza b , di contatto della trave con il suolo, e' un dato geometrico già definito; in sede di progetto e' una grandezza da determinare. Anche in sede di verifica puo' tuttavia osservarsi che, in realta', la larghezza di suolo interessata dalle pressioni, a differenza di quanto suppone la teoria di Winkler (*), non e' strettamente limitata alla larghezza della trave, ma si estende ad una fascia latistante che presenta abbassamenti decrescen-

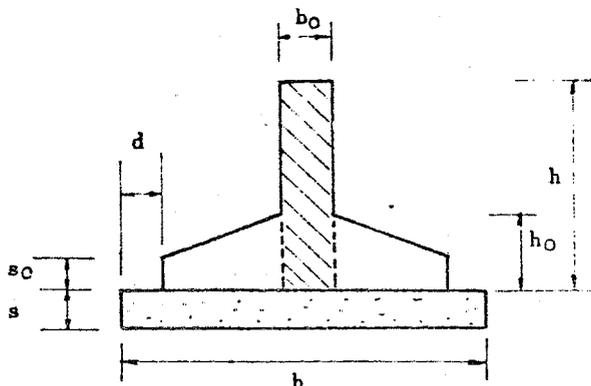
(*) Lo schema di suolo, che si sta considerando (suolo di Winkler) e' costituito da un tessuto elastico composto da infinite molle verticali, indipendenti tra loro; trascura cioe' ogni effetto trasversale ammettendo una rottura del suolo lungo i bordi laterali della base della trave, le parti latistanti restano infatti indeformate.

ti a distanza dalla trave; si potrebbe, in via approssimata, aumentare il valore di b , mediando, ad esempio, il diagramma degli abbassamenti trasversali; la maggiorazione, che dipenderebbe ovviamente dalla coesione del terreno, si potrebbe determinare sperimentalmente o teoricamente.

In sede di progetto, occorre dimensionare b in modo che le sollecitazioni sul terreno siano compatibili con la sua resistenza convenzionale; la facilità, con la quale il procedimento di calcolo determina il valore massimo della sollecitazione sul terreno, consiglia di procedere per successivi tentativi. Si fissa inizialmente un primo valore di b , dividendo il carico del generico pilastro per l'interasse medio e per un valore della sollecitazione un po' minore di quello ammissibile; definite tutte le altre caratteristiche geometriche ed elastiche della trave, e' facile, attraverso il procedimento, determinare il valore massimo dell'abbassamento (y), controllare la ammissibilità della corrispondente sollecitazione (cy) con la resistenza del terreno ed, eventualmente, modificare b ; due iterazioni sono generalmente sufficienti.

c) Il momento d'inerzia I .

Anche le altre caratteristiche geometriche della trave, tutte necessarie per determinare I , si ottengono iterando le verifiche a taglio ed a flessione. La verifica a taglio e' la piu' rapida e consente di determinare subito un limite (inferiore) del valore dell'area (A_a) dell'anima della trave. La conoscenza di b e A_a consente gia' un primo disegno della sezione trasversale, perche' ne seguono praticamente anche i valori di s , s_0 ed h_0 (fig. 7-15). Inoltre per fissa



re h , poiché' il prodotto $b_0 \times h$ non deve essere inferiore ad A_c , conviene assumere per b_0 il minimo valore tecnologico in modo da assumere per l'altezza (h) il massimo valore corrispondente ed ottenere così' (a parità di A_c) la forma della sezione trasversale più rigida e più resistente possibile.

Noti tutti i parametri che intervengono in λ , si applica il procedimento di calcolo, si determina il regime flesso-tagliante e si verifica la sezione ed il suolo, si modificano eventualmente il momento d'inerzia (I) e la larghezza (b) fin quando il risultato delle verifiche non sia soddisfacente.

Per quanto riguarda il valore del momento di inerzia (I) da assumere nel calcolo occorre osservare che la trave di fondazione e' collegata attraverso i pilastri a tutta la struttura in elevazione e che quindi le sue deformazioni impegnano l'intero edificio.

Come si e' già' visto per tutti gli altri "elementi" costituenti l'edificio, anche qui si ritrova, come era logico attendersi, un collegamento tra il comportamento del singolo elemento (struttura di fondazione) e quello di tutta la struttura (ossatura in e-

levazione) (*).

Nella ipotesi (limite) di una completa collaborazione, si potrebbe allora assumere, come momento d'inerzia della struttura che distribuisce i carichi sul suolo, la somma del momento d'inerzia della trave di fondazione e di quelli di tutte le altre travi sovrastanti schematizzabili in un unico telaio piano (**).

Questo comportamento si verificherebbe effettivamente solo se esistessero collegamenti inestensibili, disposti a cortina continua, che costringessero le travi in elevazione ad assumere in ogni punto la stessa deformata della trave di fondazione (***)).

Comunque si considera in questo volume, il valore del momento d'inerzia pari a detta somma come limite superiore da assegnare a questa grandezza.

Se, invece, il collegamento tra fondazione ed elevazione e' discontinuo, perche' affidato solo ai pilastri che trasmettono i carichi, e se, inoltre, i punti di applicazione di detti carichi subiscono lo stes

(*) Del resto e' ben noto che un cedimento in fondazione ha effetti statici su tutta la struttura; anzi esso si diagnostica proprio attraverso i rivestimenti che si manifestano in elevazione nelle strutture e sovrastrutture. Ma se queste risentono, fino a lesionarsi, del cedimento della fondazione, e' chiaro che collaborano con essa anche in regime normale di servizio intervenendo nella capacita' di distribuzione dei carichi ed in ogni altra funzione della trave di fondazione.

(**) Si tratta concettualmente di una rinuncia allo schema complesso di tutta l'ossatura considerata nel suo insieme.

(***) Le murature di tamponamento e tramezzatura disposte nei riquadri della sovrastante intelaiatura potrebbero meglio configurare detta cortina; esse pero', in ben altro modo collaborano alla statica della intera ossatura come si vedra' nel IV volume.

so cedimento verticale, le travi in elevazione e i riquadri in muratura non presentano spostamenti relativi e, quindi, non si desta in esse alcun regime di flessione e taglio (oltre quello dei carichi loro direttamente applicati) che possa collaborare con quello della trave di fondazione. Mancando ogni contributo dell'ossatura in elevazione il momento d'inerzia (I) da assumere in questo caso e' solo quello della trave di fondazione che costituisce quindi il limite inferiore di questa grandezza.

La definizione dei limiti di questa "fascia" per I suggerisce un ulteriore criterio di dimensionamento della trave di fondazione. Infatti il limite superiore e' molto discosto da quello inferiore, solo se il momento d'inerzia della trave di fondazione ha lo stesso ordine di grandezza di quello delle travi in elevazione; se invece esso e' molto maggiore, la trave di fondazione e' molto piu' rigida di quella in elevazione ed i due limiti, poco diversi tra loro, racchiudono una fascia molto stretta.

Se, al limite, la trave di fondazione fosse infinitamente rigida (molto piu' rigida di quelle in elevazione), il rapporto

$$\varphi = \frac{I+n \cdot i}{I}$$

(n essendo il numero delle travi sovrastanti ed i il loro momento d'inerzia)

tra i due limiti della fascia sarebbe pari ad uno. E' opportuno che il rapporto φ , assunto quale indice di rigidita' della fondazione, non superi il valore di 1,25. L'opportunita' universalmente riconosciuta, di una fondazione rigida deriva dal fatto che lievi perturbaz

zioni del piano di posa dell'edificio, sono così assorbite solo dalla struttura in fondazione e risparmiano il sovrastante edificio. Inoltre molte ipotesi formulate per il calcolo delle strutture in elevazione non sarebbero più valide: infatti solo se la fondazione è molto più rigida delle strutture in elevazione è lecito, nel calcolo delle travi e dei solai, assumere schemi di trave continua con appoggi non cedevoli (*).

e) Il modulo E

Per un'analisi del valore da assegnare ad E si rinvia ai corsi di tecnologia dei materiali ed alle disposizioni regolamentari. Si ricorda che, nel caso limite di collaborazione dell'intero edificio, la variabilità di E, dovuta alla maturazione, differita nel tempo, interviene esaltando la rigidità della "fondazione" rispetto a quella delle strutture in elevazione.

(*) Nella ipotesi di fondazioni poco rigide occorre procedere in elevazione in modo molto diverso da quello indicato nelle precedenti lezioni. Occorre comunque sempre cercare di realizzare una fondazione che consente solo piccoli cedimenti relativi tra i pilastri. Ciò si consegue riducendo, quando è possibile (buon terreno di fondazione), l'entità del cedimento assoluto corrispondente ai carichi in modo che anche il cedimento relativo (dovuto alle inevitabili disuniformità di suolo e di carico), sia in conseguenza piccolo. Nel caso che non sia possibile garantire un piccolo cedimento assoluto, si provvede, come si è detto, ad irrigidire al massimo le strutture di fondazione in modo da ridurre il cedimento relativo. La piccolezza del cedimento va commisurata volta per volta al tipo di struttura sovrastante. Esso non dovrebbe comunque superare 1/1000 della luce della trave per non creare danni.

f) Criteri di verifica e di progetto.

In definitiva, dall'esame separato dei quattro parametri (c, b, I ed E), si sono già desunti criteri parziali di verifica e di progetto, che s'inquadrano, tutti, nel solito criterio di "fascia" illustrato fin dall'inizio.

E' necessario a questo punto fare una sintesi per evitare conclusioni parziali, che sono indispensabili per orientare la progettazione, ma sono valide, solo, se si considerano fissi ed invariabili tutti i parametri tranne quello che di volta in volta si esamina.

Il parametro che tiene conto contemporaneamente dei quattro indicati e' la lunghezza caratteristica $L = \frac{\pi}{\lambda}$, pari alla distanza tra due punti successivi di nullo dell'armonica smorzata che rappresenta tutti gli enti (y, θ, T, M) che caratterizzano lo stato di deformazione e sollecitazione della trave.

Un incremento della lunghezza caratteristica si ottiene quindi incrementando E ed I oppure riducendo c e b ; poiche' c e b dipendono dalle caratteristiche del suolo in sede di progettazione e' possibile agire efficacemente solo su E ed I ; un ridotto valore di E ed I conducono a lunghezze caratteristiche piccole (*).

(*) Per fissare fisicamente questi concetti si puo' correlare la "lunghezza caratteristica" alla lunghezza sulla quale la trave e' capace di distribuire un carico concentrato; ad esempio facendo riferimento ad una riga metallica (E molto elevato) poggiata di coltello (I molto elevato) su una striscia di gomma piuma (c e b molto bassi) risulta che L e' elevatissimo e quindi un carico concentrato si ripartisce tutta la lunghezza della riga che affonda nella gomma, senza flessi della sua linea elastica. (se la riga fosse infinitamente rigida e lunga i punti di flesso posti a distanza $3/4 L$ dal punto di applicazione del carico tenderebbero all'infinito). Viceversa una riga di gomma poggiata di piatto su un piano metallico non riesce a ripartire un carico concentrato (L e' molto piccolo).

Una volta definita la forma della trave e la natura del suolo anche L risulta definito nell'intervallo tra L_{max} , che corrisponde ai limiti superiori di F ed I ed a quelli inferiori di c e b , ed L_{min} , che corrisponde ai limiti opposti.

Questo criterio unitario, in sede di progetto, consente di raggiungere l'obiettivo di una solida e rigida fondazione; in sede di verifica, di controllare a flessione la trave, assumendo $L=L_{max}$, e di controllare la resistenza del suolo, assumendo $L=L_{min}$.

Infatti nel primo caso (L_{max}) la trave (piu' rigida) ripartisce il carico su un tratto piu' lungo diminuisce la sollecitazione sul suolo ed aumenta il momento flettente massimo.

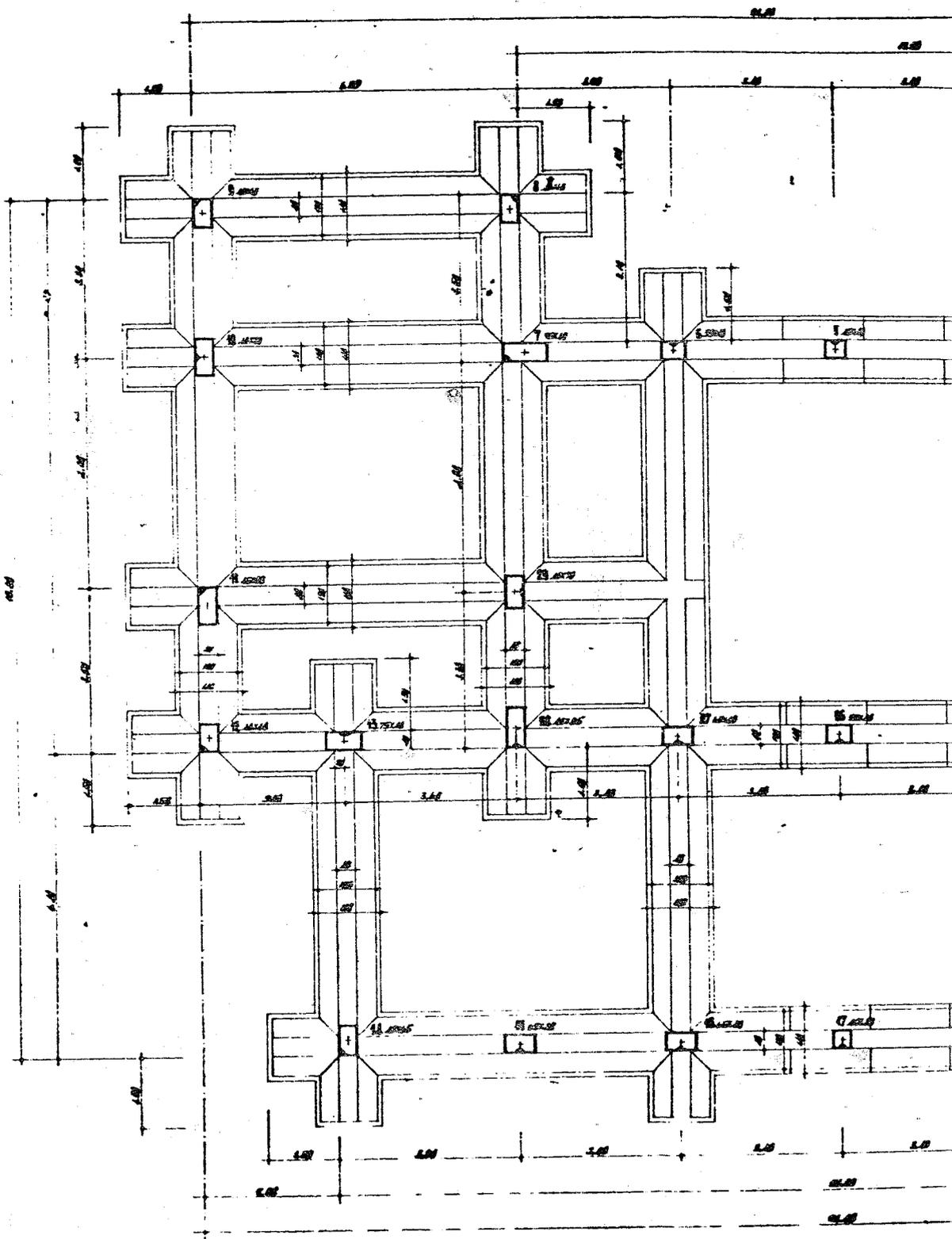
Nel secondo caso (L_{min}) il carico si trasmette al suolo in un tratto piu' ristretto intorno al punto di applicazione del carico: diminuisce il momento flettente ed aumenta la sollecitazione sul terreno.

Si e' cosi' definito, anche per lo schema di trave di fondazione, un criterio di fascia analogo a quello gia' proposto per le altre strutture.

g) Reticoli di fondazione

Nella pratica tecnica, spesso le travi di fondazione si dispongono in piu' direzioni, tra loro intersecantesi, in modo da formare un reticolo (figura 7-16).

Una struttura siffatta puo' essere analizzata applicando i sistemi di calcolo validi per i reticoli in generale. Essi conducono generalmente ad un sistema di equazioni di ordine $3n$ (n essendo il numero dei nodi) in cui le incognite sono le reazioni mutue ver



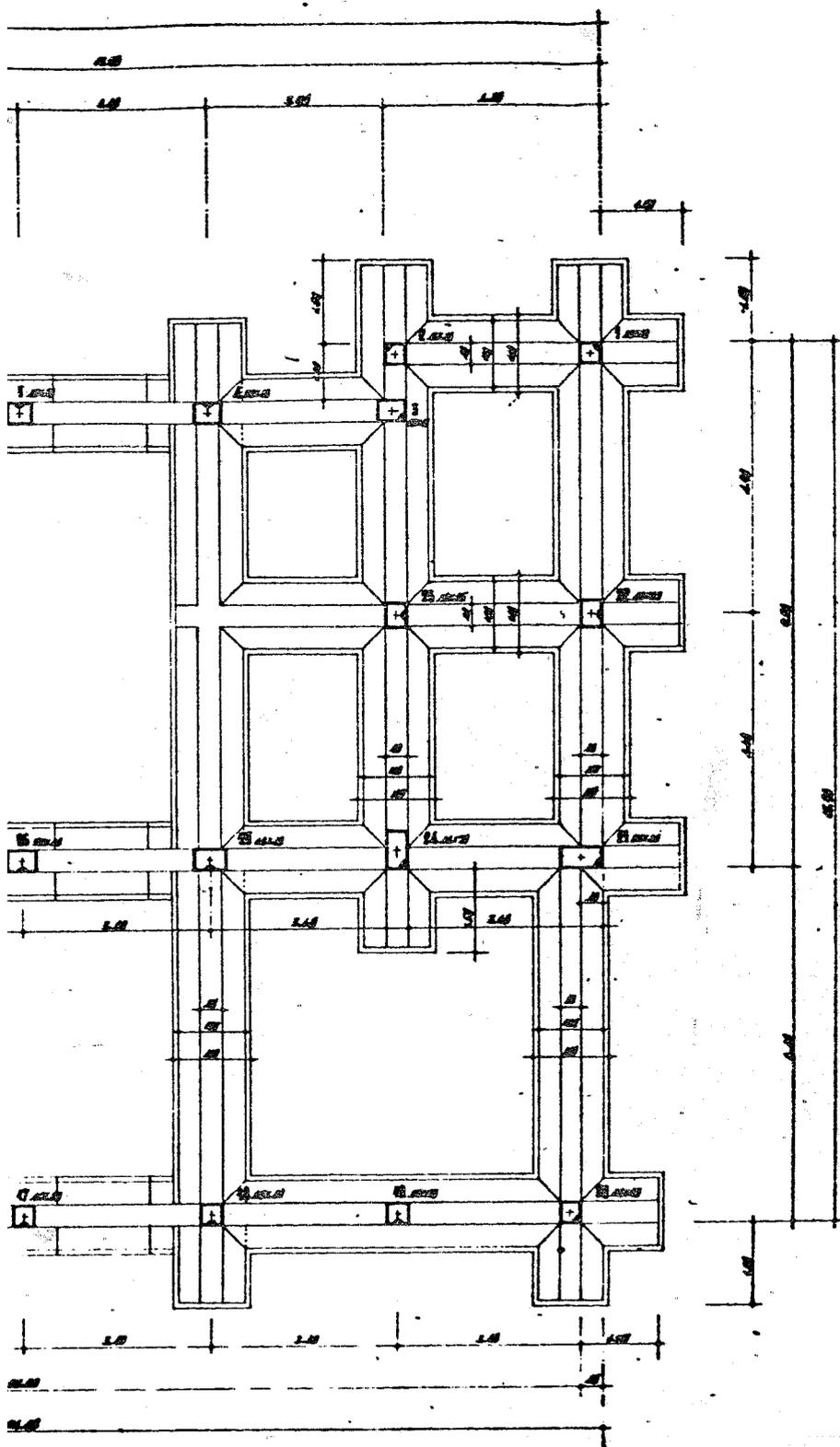
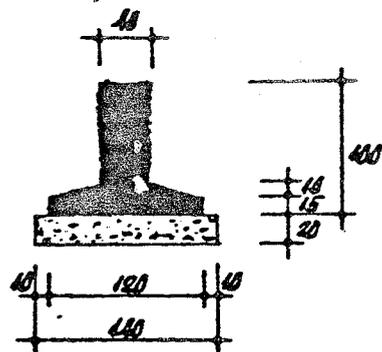
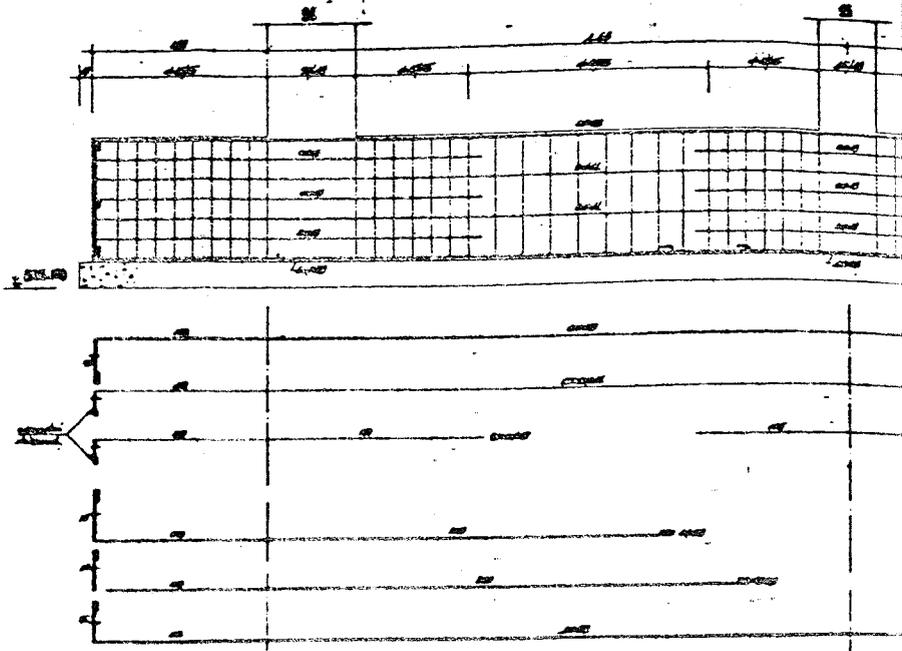
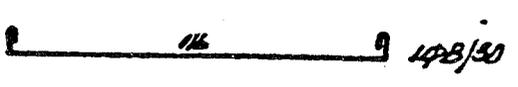
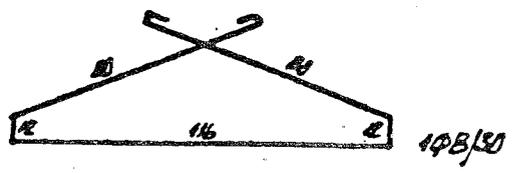
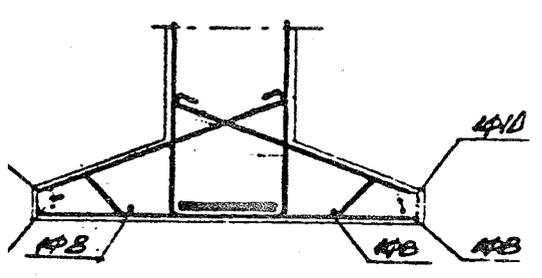
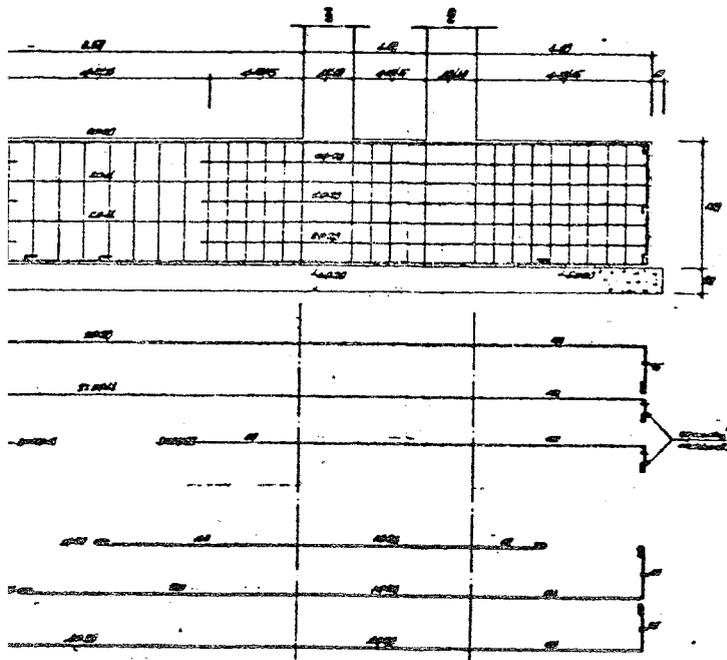


Fig 7-16 a)



sezione tipo trave rovescia



struttura della suola

ticali, flessionali e torsionali che garantiscono la congruenza nei nodi. Una prima semplificazione, che generalmente si accetta al fine di rendere meno laborioso il procedimento, consiste nel supporre nulla la rigidità torsionale delle travi. Questa semplificazione, lecita se le travi hanno sezione trasversale di forma rettangolare allungata, comporta nei nodi solo il rispetto della congruenza degli spostamenti verticali delle travi che vi s'intersecano e, quindi, la soluzione di un sistema di equazioni di ordine n pari al numero dei nodi.

Nel caso particolare dei reticoli di fondazione l'effetto smorzante del suolo riduce, e talora elimina in pratica, l'influenza reciproca tra pilastri adiacenti. Tale indipendenza si verifica con soddisfacente approssimazione quando la lunghezza caratteristica (L) risulta minore dell'interasse (i) tra i pilastri (*). In caso contrario può procedersi per iterazioni ritenendo inizialmente verificata la indipendenza salvo ad iterare il procedimento dopo il controllo dei risultati; imponendo così inizialmente il rispetto della congruenza degli spostamenti verticali non per nodo si ripartisce il carico verticale tra le

(*) Se però L risulta molto minore dell'interasse tra i pilastri e' il caso di riconsiderare la possibilità di realizzare una fondazione a plinti isolati: infatti in tal caso deve essere molto elevato il valore di c , il che indica generalmente un ottimo piano di posa e, contemporaneamente, non elevato il valore di I , il che e' indice (se verificata la resistenza) di bassi valori dei carichi. Fin dall'inizio si e' detto che un basso valore del rapporto (N/σ_t) tra carico trasmesso dai pilastri e sollecitazione ammissibile sul terreno porta ad una fondazione su plinti isolati.

due travi che vi s'intersecano (fig. 7-17) (*).

Le ripartizioni così effettuate (definitive nel caso di $L < i$) hanno solo lo scopo di determinare lo schema di carico su tutte le travi del reticolo. Si appli

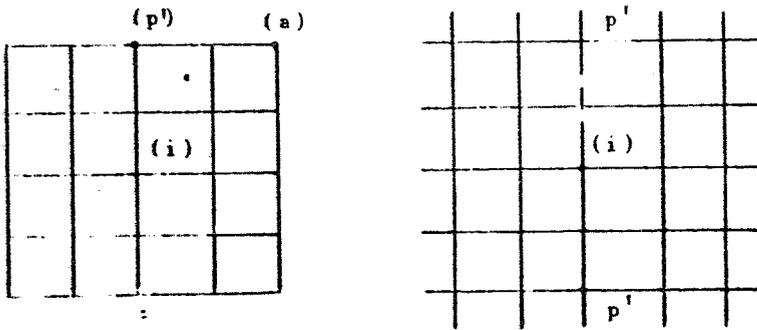


Fig. 7-17

(*) Si assume la deformabilità di ogni trave proporzionale all'abbassamento corrispondente alla trave di lunghezza infinita caricata da una forza concentrata unitaria. Se le due travi che s'intersecano in un nodo interno (i) del reticolo hanno la stessa sezione trasversale, le deformabilità sono eguali tra loro ed il carico verticale si divide quindi in due parti eguali. Lo stesso avviene nei nodi di angolo (a) in cui il punto di intersezione è terminale per ambo le travi, e la cui deformabilità è l'abbassamento nell'origine di travi di lunghezza seminfinita caricate ivi da forze unitarie.

Nel caso invece di un nodo di perimetro (p) il punto di applicazione del carico è terminale per una trave ed intermedio per l'altra e quindi l'aliquota di carico, assorbito in rapporto alle deformabilità, risulta essere pari a $1/5$ per quella ortogonale al perimetro e $4/5$ per quella parallela al perimetro.

Se, come è opportuno, le travi di fondazione si prolungano con uno sbalzo oltre la sezione d'incrocio si può introdurre (ad es. in p') l'effettiva deformabilità oppure a vantaggio di statica lasciare inalterato il coefficiente $4/5$ per la trave parallela al perimetro ed incrementare l'altro coefficiente da $1/5$ al valore (limite) $1/2$. I due coefficienti di ripartizione hanno somma maggiore di 1 perché si è considerata per ogni trave la massima aliquota che può competere, si è cioè applicato il solito criterio di fascia creando un intervallo in cui sono contenuti i valori effettivi.

ca poi ad ogni trave separatamente il procedimento già indicato considerando i carichi così determinati. E' possibile alla fine controllare se nei nodi gli abbassamenti risultano eguali: in caso contrario e' facile applicare un procedimento iterativo, in genere convergente rapidamente che consideri una catena di reticoli in cui ogni trave consideri nei nodi azioni mutue capaci, nel nodo isolato, di ricostituire la congruenza. Il procedimento e' tanto piu' convergente quanto piu' piccolo e' il valore di L .

7.7. - Fondazioni indirette.

Ci si limita nel seguito al caso di fondazioni di edifici sottoposti, come al solito, a prevalenti carichi verticali, realizzate su pali in conglomerato. Si considerano gia' note da altri corsi le teorie che si riferiscono al comportamento e' alla valutazione della portanza dei pali.

Ai fini del dimensionamento delle strutture di fondazione che poggiano sui pali (plinti o travi rovesce) interessano la portanza, il diametro e l'interasse tra i pali; solo piu' raramente interessa anche il legame carichi abbassamenti (*).

Non si esamineranno, anche se pertinenti alla materia problemi statici connessi direttamente al palo

(*) In genere esso si desume da prove di carico, anche se e' noto che il comportamento del singolo palo e' in realta' diverso da quello di un gruppo di pali per le interferenze che ovviamente si determinano quando sono contemporaneamente caricati piu' pali vicini tra loro.

inteso come struttura: ad esempio necessita', o meno, di disporre armature metalliche e loro entita', effetti instabili in terreni trasversalmente cedevoli ed analoghe questioni.

Nel seguito si esaminano i plinti collegati ad uno o piu' pali, a sostegno di un pilastro sottoposto ad un carico verticale centrato, come avviene nel tipo di edificio che si considera.

7.7 a)- Plinto ad un palo.

Raramente si ricorre ad un sol palo per pilastro anche quando il carico trasmesso e' dell' ordine di grandezza della portanza di un sol palo. Esistono tuttavia casi di edifici molto bassi o, viceversa, di pali di grande portanza (di grande diametro) per i quali s'impone la soluzione di un solo palo per pilastro.

Il plinto si riduce allora al nodo di collegamento tra pilastro, palo, ed al doppio ordine di travi orizzontali di collegamento che occorre disporre per preservare il palo da gravose flessioni.

Infatti il palo, specialmente se non armato, e' poco adatto a resistere a sforzi di flessione e, poiche' nel tracciamento e nella successiva esecuzione sono possibili errori di posizionamento non sempre accertabili con esattezza (che possono arrivare in alcuni casi anche a 10 cm), e' opportuno prevedere nella progettazione che i momenti flettenti derivanti da un virtuale innesto a baionetta (che si presume esistente tra il palo ed il pilastro superiore) possano essere assorbiti da una rete di travi orizzontali di collegamento

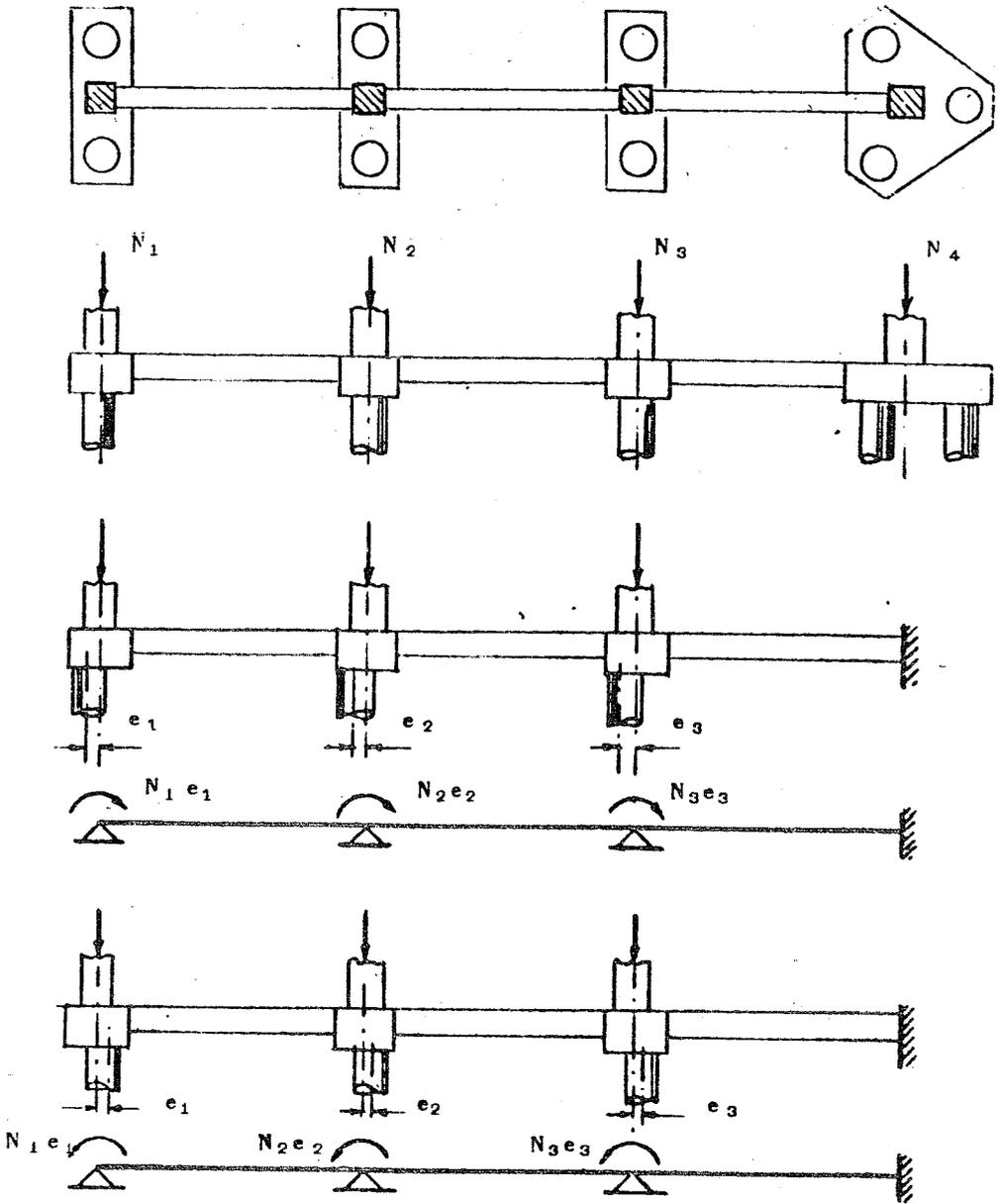


Fig 7-18

delle teste dei pali. Il calcolo delle travi di collegamento si esegue considerandole sottoposte, oltre che ai carichi direttamente applicati (peso proprio, sovraccarico di terreno, di massi, di muri, di automezzi), anche ai momenti, agli estremi, corrispondenti a queste virtuali "eccentricita'" (fig. 7-18). Per la determinazione dei momenti conviene, considerata l'ipotesi limite di una assoluta incapacita' del palo ad assorbire momenti flettenti, ripartire solo tra le travi ed i pilastri lo squilibrio flessionale fornito dal prodotto del carico (N) trasmesso dal pilastro per la eccentricita' (e) tra palo e pilastro, considerata nel massimo valore presumibile e in ogni direzione.

Attesa peraltro l'arbitrarieta' del valore presumibile per l'eccentricita' si puo' assegnare direttamente il valore del momento assorbito dalle travi di collegamento come prodotto dello sforzo normale del pilastro per un valore e convenientemente ridotto della eccentricita'; ad esempio la meta' di quella presumibile (fig. 7-19). Si ottengono cosi' i diagrammi

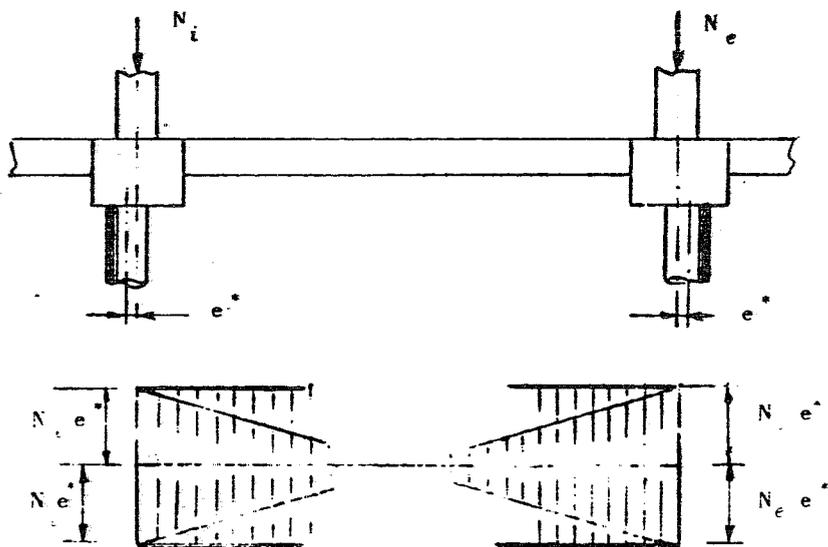
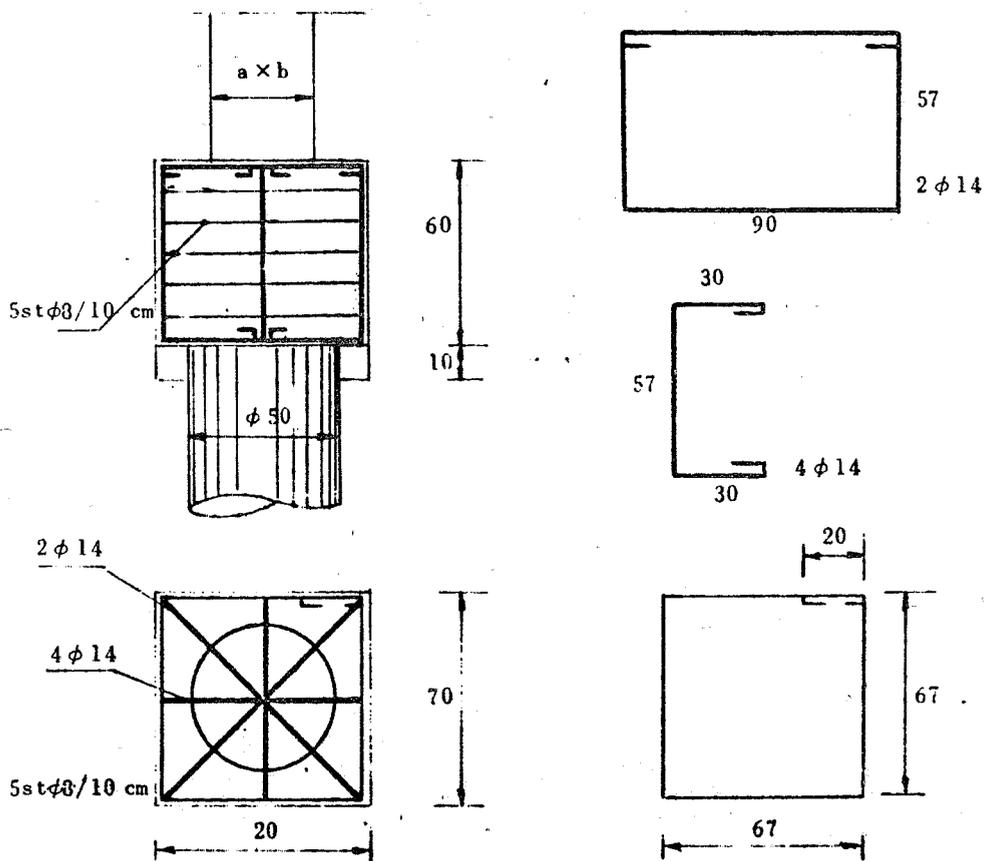


Fig 7 19

dei momenti limite che devono considerarsi nelle verifiche.

Il plinto d'incrocio del pilastro con le travi si disegna in modo da consentire una realizzazione tecnologicamente agevole; infatti in questo caso esso rappresenta solo l'espressione di questa esigenza tecnologica. In genere esso e' costituito da un parallelepipedo a base quadrata con lato pari al diametro del palo incrementato almeno di 20 cm per lato: per un palo ϕ 400 le dimensioni della pianta del plinto sono, quindi, 60x60 cm; in altezza quella delle travi orizzontali. L'armatura e' costituita da tre ordini di staffe tra loro ortogonali (fig. 7-20).



Stralciato da un progetto esecutivo

Fig. 7-20

7.7 a.- Plinto a due pali.

Anche per il plinto a due pali si presenta lo stesso problema di dover tener conto di presumibili eccentricita' derivanti da errori di tracciamento o di esecuzione. Esse pero' hanno interesse solo nella direzione ortogonale alla congiungente i pali stessi, perche' nella direzione della congiungente i due pali una eventuale eccentricita' determina solo una disuniformita' di distribuzione del carico sui pali che pero', nei limiti del presunto valore di 10 cm per l'eccentricita', e' contenuto nel margine di sicurezza del palo e del plinto.

Il dimensionamento del plinto deve rispondere alle verifiche che qui di seguito si indicano.

a) Verifica a taglio del conglomerato.

Il conglomerato non deve essere sottoposto a sollecitazioni tangenziali maggiori di quelle ammesse dalle vigenti norme; anzi, e' opportuno tenersi al di sotto dei massimi consentiti ($14 \div 16 \text{ kgcm}^{-2}$) per evitare, attraverso fessurazioni, l'aggressione di agenti chimici contenuti nel terreno. La larghezza del plinto si assegna uguale al diametro del palo maggiorato di franchi laterali di circa 10 cm; conoscendo dalla verifica a taglio l'area trasversale necessaria, si ha una prima indicazione per il valore dell'altezza.

b) Verifica e flessione del conglomerato

Deve anche essere soddisfatta la verifica a flessione della sezione rettangolare del plinto all'attacco con il palastro dove il momento e' massimo

Trascurando, a vantaggio di stabilità, effetti lastra, si applicano le usuali formule relative alla sezione rettangolare che, noto il momento flettente e la larghezza, forniscono l'altezza in funzione delle sollecitazioni ammissibili nel conglomerato e nell'acciaio

Anche in questo caso, per una maggiore durevolezza dell'opera, e' opportuno che le sollecitazioni massime non siano molto elevate; si consigliano

$$\sigma_c < 50 \text{ kgcm}^{-2} \quad \text{e} \quad \sigma_f < 1500 \text{ kgcm}^{-2} .$$

c) Verifiche a flessione e taglio dell'armatura.

Le verifiche relative all'armatura metallica si riferiscono ai tre compiti che essa deve assolvere:

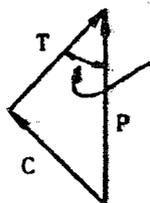
1) Assorbimento della flessione all'incastro di cui al punto b). L'area necessaria si determina con la nota relazione:

$$A_f^{(1)} = \frac{M}{\xi h \sigma_f}$$

in cui ξ , noto dalla teoria, e' il rapporto tra braccio interno ed altezza utile e si assume mediamente pari a 0,9.

II) Assorbimento dello sforzo di tranciamento in corrispondenza della sezione verticale sul palq. Si assume qui lo schema di doppio traliccio con aste tese in acciaio e bielle compresse in conglomerato; ne deriva la seguente relazione: (fig. 7-21)

$$A^{(2)} = \frac{T}{\sigma_f} = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f}$$



$\beta = 45^\circ$

β = angolo di inclinazione, rispetto alla verticale dei ferri sagomati.

Fig 7-21

III) Assorbimento dello sforzo di scorrimento, che si valuta applicando alla mensola le teorie valide per la "trave", trascurando cioè, ancora una volta, le sollecitazioni normali all'asse, ed ottenendo così un valore dell'armatura maggiore di quella effettivamente necessaria:

$$A_f^{(s)} = \frac{\tau \cdot L \cdot \Delta x \sqrt{2}}{\sigma_f} = \frac{P \cdot b}{0,9 \cdot b \cdot h} \cdot \frac{\Delta x \sqrt{2}}{\sigma_f} = 1,5 \cdot \frac{P}{\sigma_f} \cdot \frac{\Delta x}{h} .$$

In fig. 7-22 e' riportato un esempio di armatura di plinto su due pali.

7.7.c.- Plinto a tre pali.

Per un plinto a tre pali consideriamo innanzitutto i due casi illustrati dalla fig. 7-23 che differiscono tra loro per la proporzione tra la dimensione del lato della sezione del pilastro e l'interasse dei pali.

Nel primo caso, tale rapporto e' piccolo ($< 0,2$) ed e' piu' logico disporre le armature secondo le congiungenti gli assi dei pali con l'asse del pilastro ovvero secondo le tre mensole ideali che materializzano il collegamento piu' diretto tra i pali ed il pilastro; per ciascuna delle tre mensole, che interpretano nel modo fisicamente piu' chiaro l'effettivo comportamento del plinto, sono valide le considerazioni gia' fatte per il plinto a due pali.

Nel secondo caso invece, essendo il rapporto piu

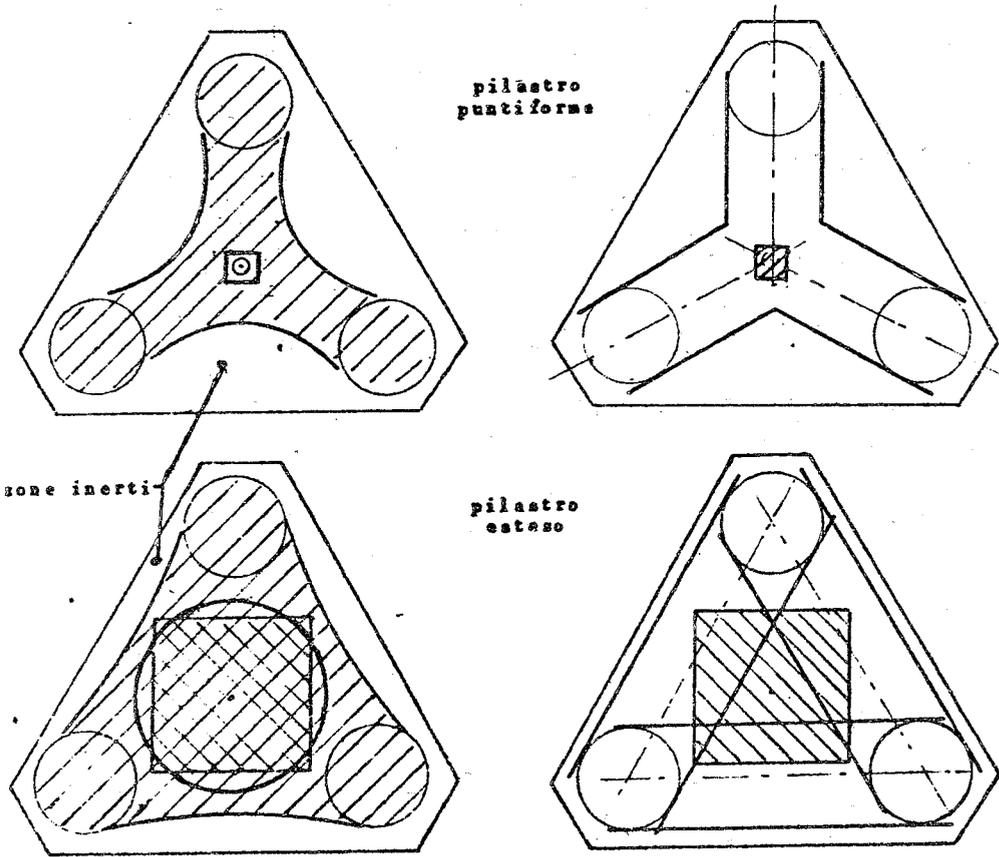


Fig. 7-23

grande, ($> 0,5$) si puo' ammettere che il pilastro trasmetta il suo carico direttamente a ciascuna delle tre travi ideali, che si possono supporre disposte lungo le congiungenti gli assi dei pali, e che queste trasmettano poi il carico ai pali.

Anche in questo caso le sollecitazioni tendono sempre a seguire la direzione che lega direttamente ciascun palo al pilastro (fig. 7-23), ma il fatto che il pilastro ha dimensioni notevoli tende a creare un flusso diretto pressocche' rettilineo tra i tre pali, e rende razionale la disposizione di barre secondo il triangolo determinato dai pali, invece che secondo la stella che ha per centro il baricentro del pilastro.

Le aree di armatura da disporre in ciascuna delle

tre direzioni sono fornite dalle espressioni valide per il plinto a due pali, moltiplicate per $1/2 \cos 30^\circ = 1/\sqrt{3}$.

L'entità dell'armatura risulta essere maggiore di quella strettamente necessaria (a vantaggio di stabilità) perché presuppone che le barre metalliche formino con l'asse di flessione un angolo di 30° , il che sarebbe valido solo se quest'ultimo fosse disposto a stella secondo le congiungenti gli assi dei pali con quello del pilastro. L'area metallica relativa alla sezione d'incastro nel pilastro di ciascuna trave vale pertanto: (fig. 7-24)

$$A_f^{(2)} = \frac{P \cdot l}{0,9 \cdot h \cdot \sigma_f} \cdot \frac{1}{2 \cos 30^\circ} = \frac{P}{0,9 h \sigma_f} \frac{1}{\sqrt{3}}$$

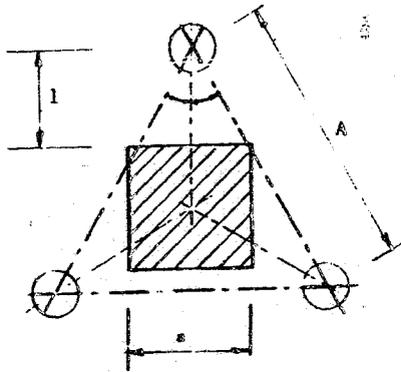


Fig. 7-24

Analogamente

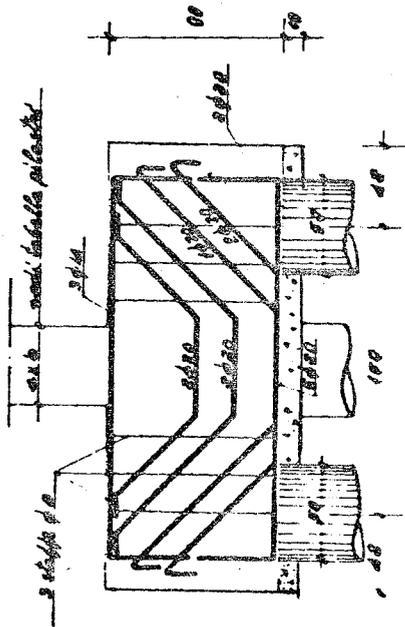
$$A_f^{(2)} = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f} \frac{1}{2 \cos 30^\circ}$$

$$A_f^{(3)} = \frac{P\sqrt{2}}{0,9 \sigma_f h} \frac{l}{2 \cos 30^\circ}$$

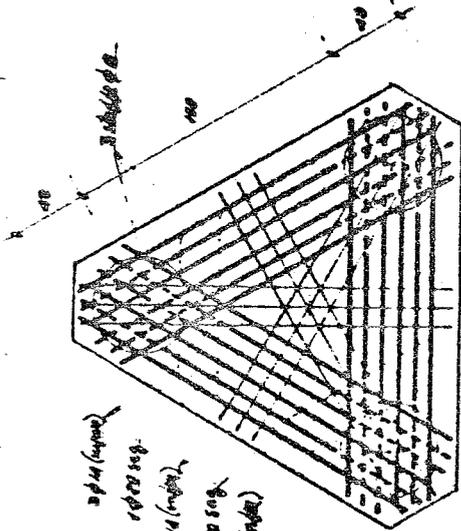
Si riportano due esempi di armatura di plinti su tre pali (fig. 7-25 e 7-26).

PLINTO A 3 PALI

di sotto dell'armatura 1:50



sezione



pianità

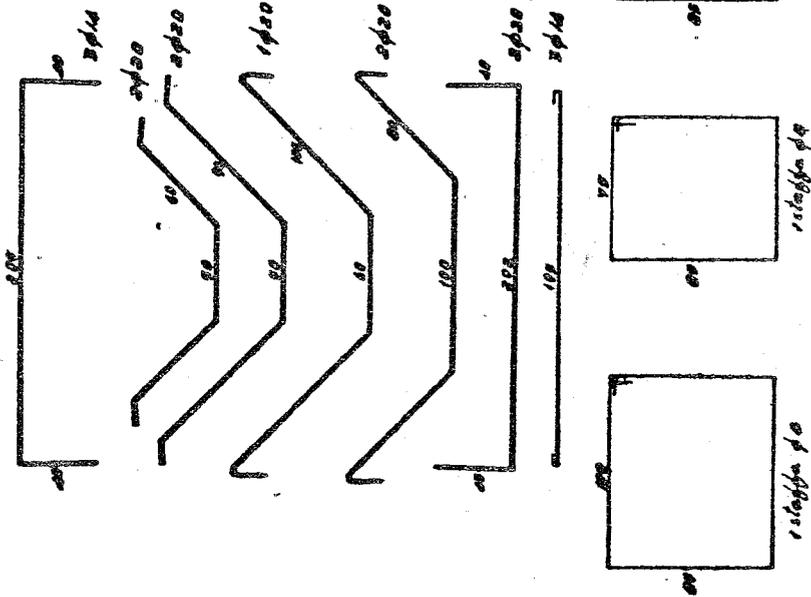


Fig. 7-25

NB: l'armatura sopra riportata si riferisce ad una direzione; per l'armatura completa del plinto si deve triplicarla.

NB: in pianità non sono stati riportati i 2 staffe φ 20 centrali.

PLINTO A 3 PALI

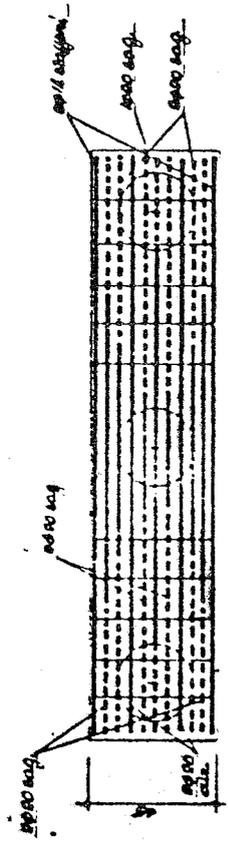
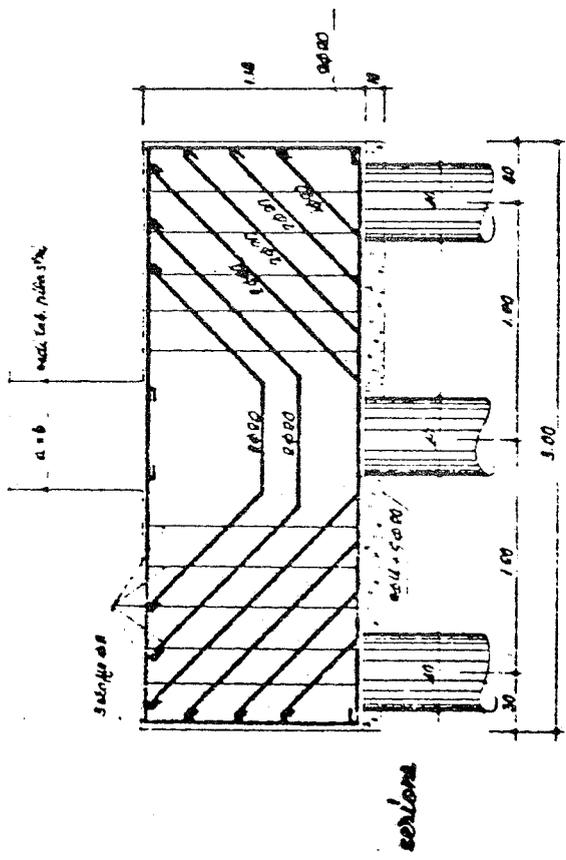
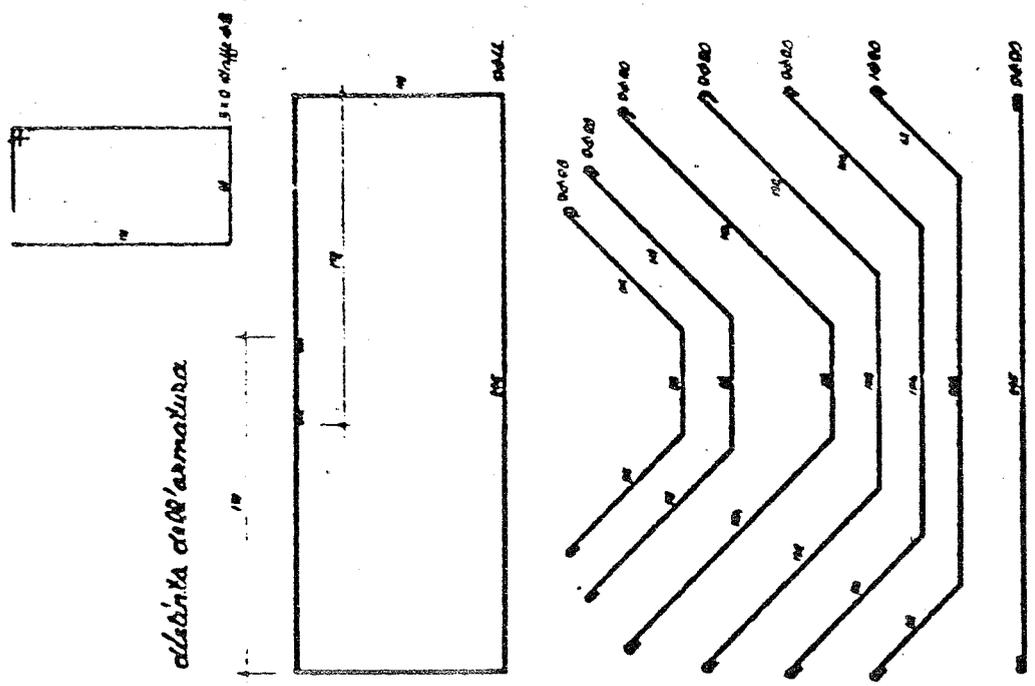


FIG. 7-26

Nota: in questa tavola sono omesse le barre di ferro di diametro 8mm.

7.7.d.- Plinto a quattro pali.

Il calcolo e' perfettamente analogo a quello del plinto a due pali, ove si considerino le due coppie di mensole disposte secondo le diagonali. Nelle zone tratteggiate (fig. 7-27), prevalentemente inerti, si dis-

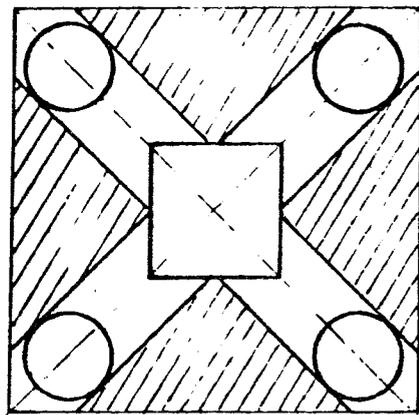


Fig. 7-27

pongono quattro travi perimetrali di collegamento tra i pali.

In fig. 7-28 e' riportato un esempio di armatura di un plinto su quattro pali.

7.7.e. - Plinti a cinque pali.

Si considerano le due possibilita' di disposizione planimetrica illustrata in fig. 7-29.

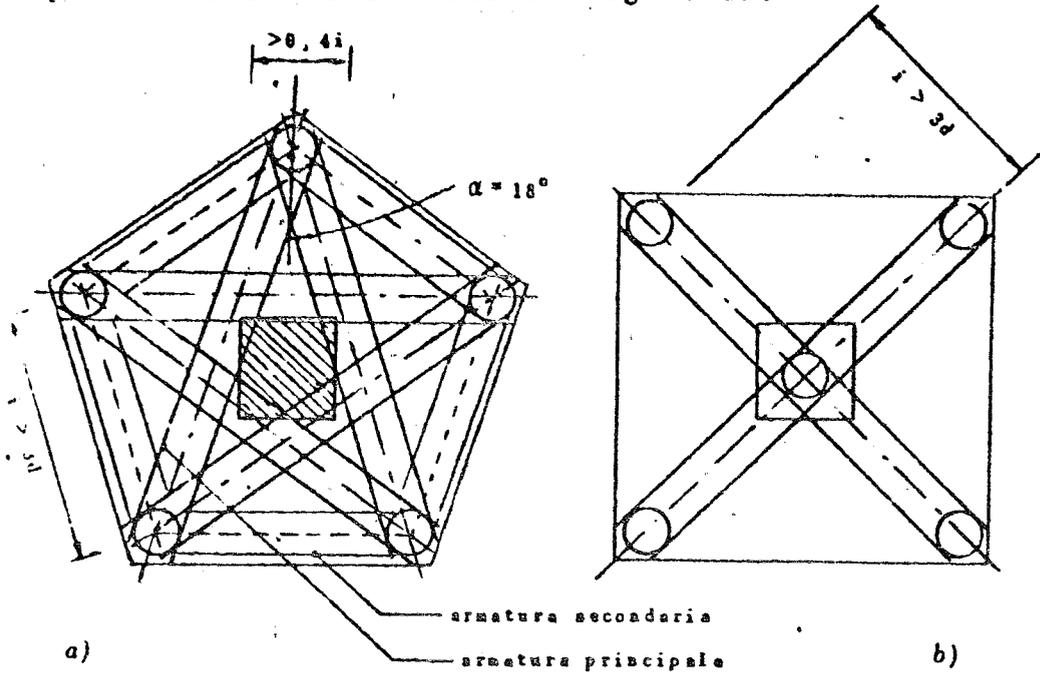


Fig. 7-29

La prima prevede i cinque pali disposti in corrispondenza dei vertici di un pentagono regolare; essa rende quindi tutti i pali equivalenti ai fini del comportamento statico.

La seconda deriva da quella a quattro pali, disponendo il quinto al centro in asse con il pilastro, rispettando, naturalmente, gli interassi minimi lungo le diagonali.

Per la prima disposizione, ripetendo gli stessi ragionamenti gia' svolti per il plinto a tre pali si perviene alle seguenti espressioni per le armature occorrenti per la flessione, il tranciamento e lo scog

rimento

$$A'_f = \frac{Pl}{0,9 h \sigma_f} \frac{1}{2 \cos \alpha} \quad \text{essendo } P = \frac{N}{5} \quad \text{ed } \alpha = 18^\circ$$

$$A''_f = \frac{P}{\sqrt{2} \sigma_f} \frac{1}{2 \cos \alpha}$$

$$A''' = \frac{P\sqrt{2}}{0,9 \sigma_f} \frac{1}{h} \frac{1}{2 \cos \alpha}$$

Per la validita' di questa disposizione, dalla "geometria" si puo' dedurre che occorre che la dimensione media del pilastro sia almeno 0,4 i, essendo il'interasse tra i pali. In caso contrario deve adottarsi la seconda disposizione planimetrica per la quale il comportamento e' evidentemente analogo a quello del plinto a quattro pali perche' il quinto palo, disposto al centro sotto il pilastro, non provoca alcuna flessione. Pero' il palo centrale e' piu' caricato degli altri ed occorre determinare il carico sia per la sua verifica sia per la verifica delle quattro mensole che collegano il pilastro ai pali perimetrali.

Si scrivono le due condizioni, di equilibrio e di congruenza, riferite al caso generico di n pali di cui uno centrale ed n-1 esterni e simmetrici radialmente rispetto al pilastro.

L'elasticita' k del palo sia esprimibile con una relazione che leghi linearmente l'abbassamento dall'estremo superiore W al carico P:

$$W = k P \quad (\text{fig. 7-30})$$

essendo k l'abbassamento che corrisponde ad un carico unitario agente sul palo, fornito sperimentalmente da

una prova di carico.

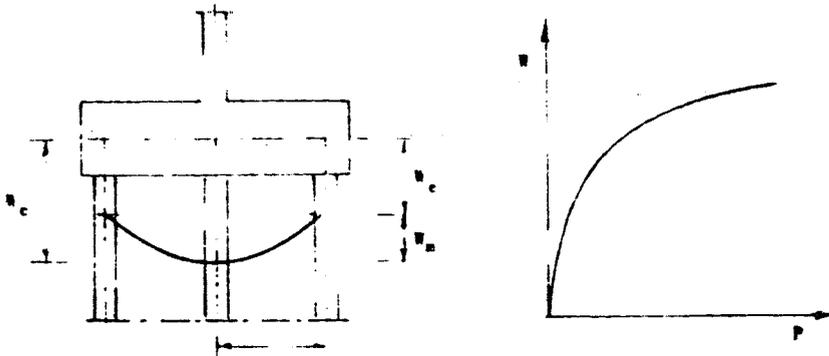


Fig. 7-30

S'indichino inoltre con

N lo scarico totale del pilastro

P_c il carico del palo centrale;

P_e il carico di ciascun palo esterno.

Si schematizza il pinto con una stella di mensole tra loro eguali. Siano l la luce, E ed I rispettivamente il modulo di elasticita' del conglomerato ed il momento d'inerzia della sezione trasversale di ogni mensola.

Dalla fig. 7-30 risulta:

$$W_c = k P_c \qquad W_n = \frac{P_e l^3}{3EI}$$

$$W_c = k P_e$$

$$W_c - W_e = W_n$$

Per la congruenza quindi

$$k(P_c - P_e) = \frac{P_e l^3}{3EI}$$

e per l'equilibrio

$$(n-1)P_e + P_c = N.$$

Ponendo

$$\frac{l^3}{3 EIK} = \alpha$$

il sistema risolvete si scrive:

$$\begin{cases} (n-1) P_e + P_c = N \\ P_c - P_e = \alpha P_e \end{cases} \rightarrow P_c = P_e (1+\alpha) \text{ e, sostituendo nella prima,}$$

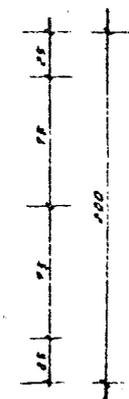
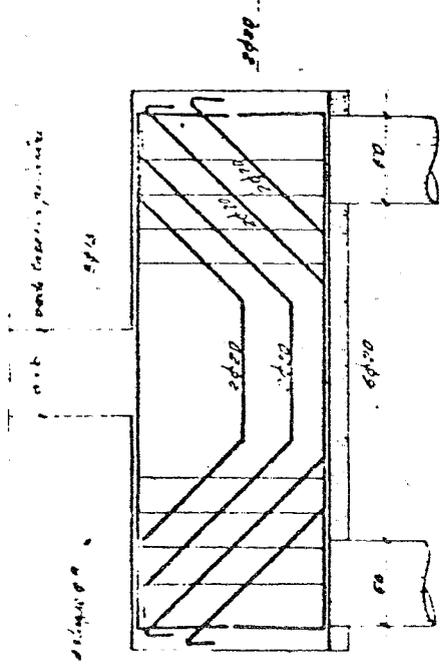
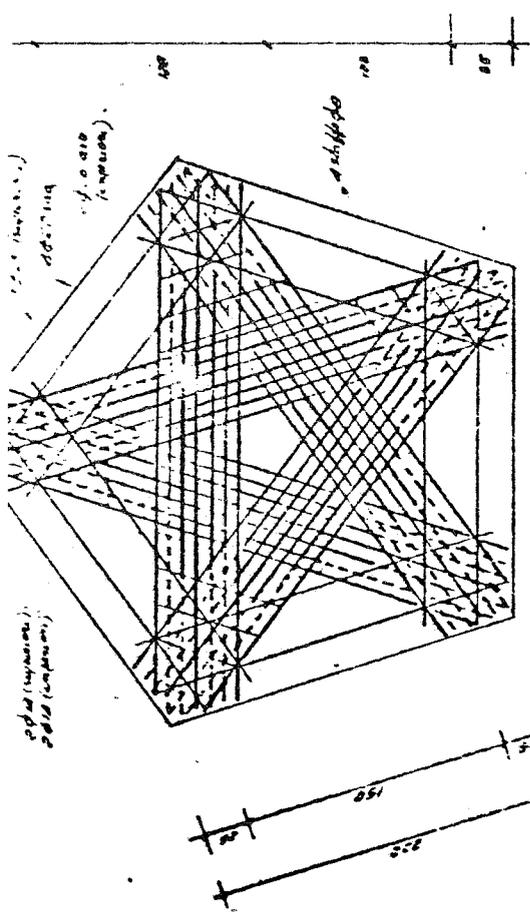
$$(n-1)P_e + (1+\alpha)P_e = N \rightarrow P_e = \frac{N}{n+\alpha}$$

e quindi
$$P_c = \frac{N}{n+\alpha} (1+\alpha).$$

La distribuzione del carico dipende dal valore di α , che e' il rapporto tra la deformabilita' della singola mensola e la deformabilita' del suolo. Se questo rapporto e' molto piccolo (nullo) - il che puo' avvenire o quando il suolo e' molto (infinitamente) deformabile ($K=\infty$) o quando le mensole sono molto (infinitamente) rigide ($\frac{l^3}{EJ} = \infty$) - il carico N si ripartisce in parti eguali tra tutti i pali; se, invece α e' molto grande tutto il carico e' assorbito dal palo centrale (*).

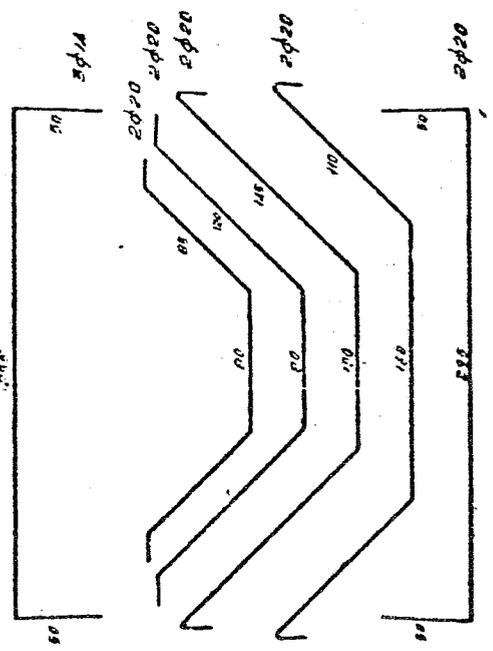
Con il ridursi della elasticita' del palo (k) ovvero, a parita' di altre condizioni, della elasticita' del terreno di fondazione e con l'aumentare della deformabilita' della mensola $l^3/3EJ$, la differenza di

(*) Se, ad esempio, il palo generico cede di 3 mm per un carico di 50 t ($k=6 \times 10^{-3} \text{ cm kg}^{-1}$) le relazioni ottenute per $l = 1,20 \text{ m}$; $E=2 \times 10^6 \text{ kgcm}^{-2}$; $b = 60 \text{ cm}$; $H = 100 \text{ cm}$ forniscono $\alpha=0,01$. Il palo centrale e' quindi sovraccaricato all'incirca dell'1% rispetto al valor medio.



pila

distinta dell'armatura



18 cm pila non sono spuntati e sono cavalli

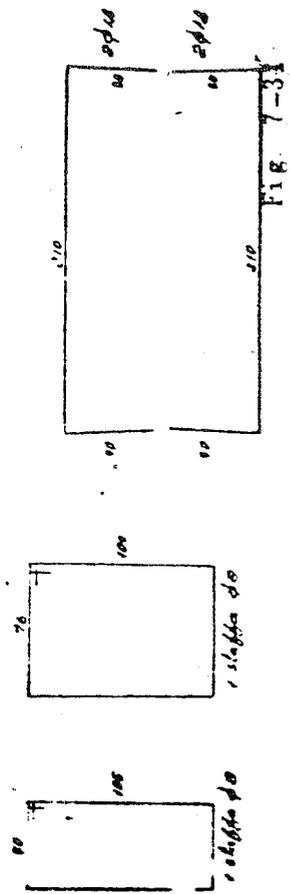
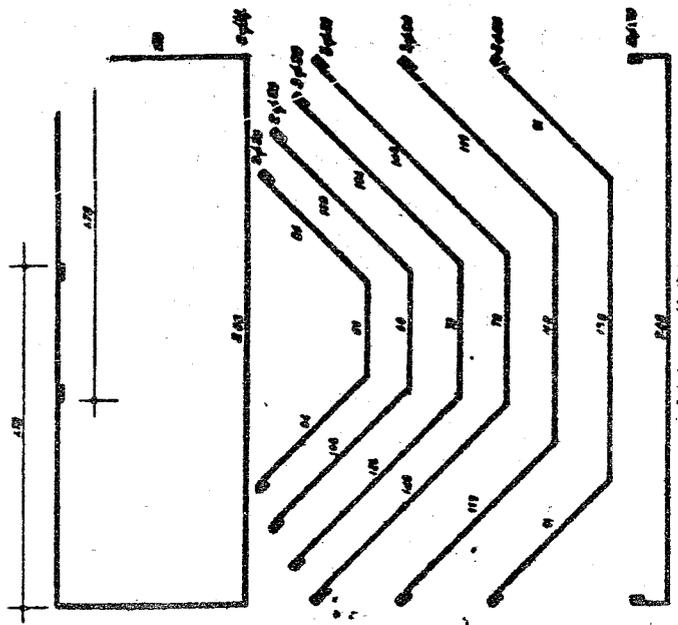


Fig. 7-31

abbinate con' alceolate



1) di ingozzo allungato il tipo,
 come allo stato naturale, per
 di tutto l'angolo ridotto di
 abbate in un 8.
 2) Formata sopra la pelle.
 3) si ripone ad una curva.
 4) per la curvatura allungata con pelle
 5) una ricomposizione -

PLINTO A 6 PALLI

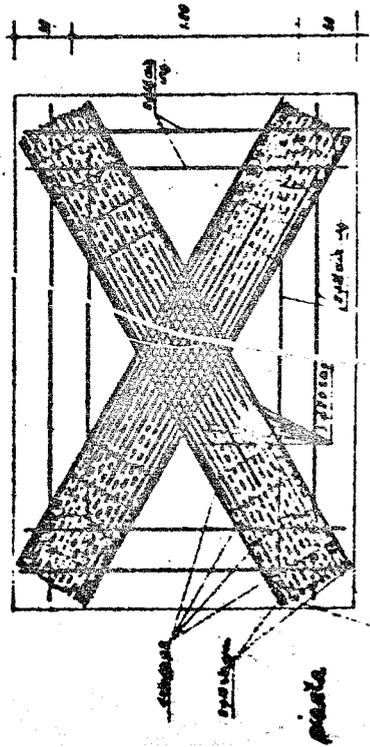
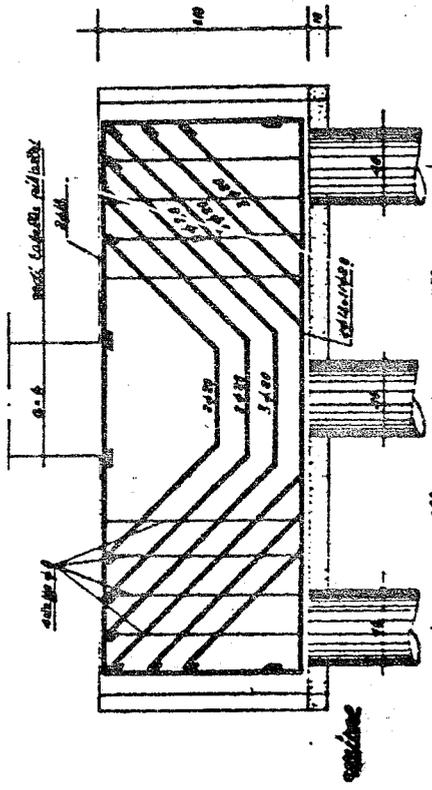


Fig. 7-32

carico sui pali aumenta. Quindi questa disposizione deve essere considerata con attenzione, nel caso che i pali siano corti o interessino rocce poco cedevoli o il plinto sia molto deformabile; in questi casi solo la prima disposizione, con pali disposti secondo i vertici del pentagono regolare, garantisce una uniforme distribuzione del carico.

In fig. 7-31 e 7-32 sono riportati due esempi di armature di plinti su cinque pali

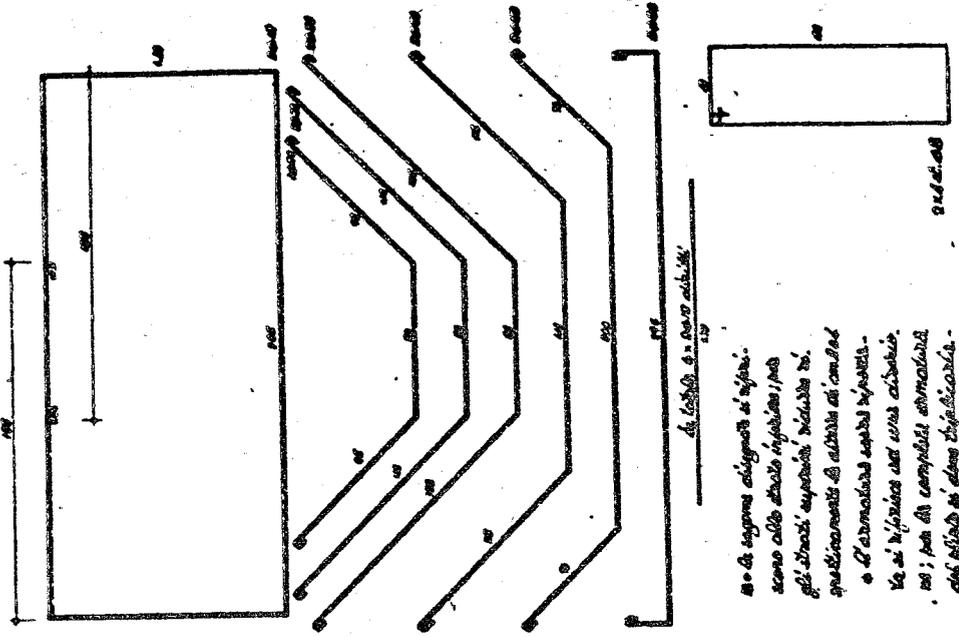
7.7.f.- Plinto a sei pali.

Per il plinto a sei pali, la disposizione piu' logica e' quella simmetrica con i pali disposti in corrispondenza dei vertici di un esagono regolare; l'armatura si dispone secondo le tre diagonali contenenti la traccia dell'asse del pilastro (fig-7-33). Si adottano talora altre disposizioni giustificate da difficulta' di posizionamento dei pali.

7.7.g.- Plinto a sette pali.

La disposizione puo' essere duplice; la prima si ottiene disponendo i pali in corrispondenza dei vertici di un ettagono regolare; la seconda si ottiene dal plinto a sei pali ponendo il settimo in asse al pilastro; valgono naturalmente per i due casi gli stessi ragionamenti svolti per il plinto a cinque pali.

classifica dell'armatura



no. di spina designata al n. 1.
 sono alle estremità inferiori; per
 gli strati superiori si indica il
 quadrante di abito al centro
 e l'armatura sarà ripartita
 in 4 spinae nel caso di abito
 1.00; per la completa armatura
 del piano si deve triplicare.

PIUNTO A 6 PALLI

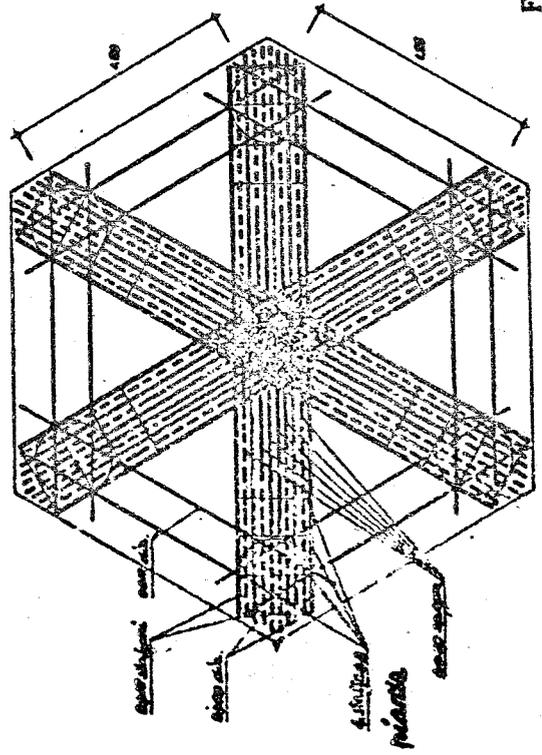
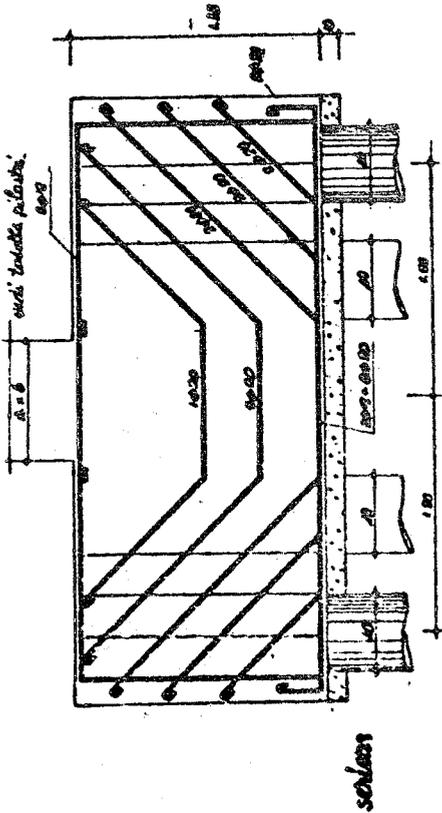


Fig. 7-33

... ..

7.7.b.- Plinto con piu' di sette pali.

Ragionamenti del tutto analoghi si svolgono per plinti con piu' elevato numero di pali.

Salvo casi particolari, in genere si suppone valida l'ipotesi che il plinto sia tanto rigido che il carico totale possa suddividersi in parti eguali tra tutti i pali (ipotesi che del resto, ai fini delle verifiche del plinto, e' a vantaggio di statica) e che lo schema sia costituito da una stella di mensole tra loro indipendenti. Si determina quindi il momento globale (ottenuto come prodotto del carico corrispondente a ciascun palo per la somma delle distanze dei singoli pali dal perimetro del pilastro) $M_t = \frac{N}{n} \sum l_i$.

Dal momento globale cosi' ottenuto, con criterio alquanto grossolano e nell'ipotesi che esista una simmetria centrale, si puo' ottenere l'altezza del plinto applicando ancora la ben nota relazione $h = r \sqrt{\frac{M}{P}}$, valida per la sezione rettangolare sviluppata avente per base il perimetro p del pilastro. L'armatura globale si suddivide poi proporzionalmente ai momenti flettenti che competono alle singole mensole, cioe' alle rispettive luci l_i .

7.8.- Travi rovesce su pali.

In alcuni casi si adottano travi rovesce fondate su palificate. In una siffatta struttura occorre innanzitutto riportare i carichi dai pali alla trave secondo i criteri gia' illustrati per il plinto a due pali, evitando che nella disposizione planimetrica dei pali

rispetto all'asse della trave si creino, per asimmetria, momenti torcenti.

Per quanto riguarda la trave vera e propria, che in genere ha sezione trasversale a T rovescio, lo schema che si puo' adottare e' quello di trave su suolo elastico, gia' illustrato in precedenza, in cui il suolo e' costituito dai pali che ne caratterizzano la elasticita', ancora attraverso una costante ideale di sottofondo. Indicando con n il numero dei pali per metro lineare di trave e con b la larghezza il valore di c puo' considerarsi fornito dalla seguente espressione:

$$c = \frac{\sigma}{\eta} = \frac{nP}{b \times kP} = \frac{n}{kb} \quad FL^{-3} \quad \left\{ \begin{array}{l} [n] = L^{-1} \\ [K] = LF^{-1} \\ [b] = L \end{array} \right.$$

Per un esempio vedi fig. 7-34.

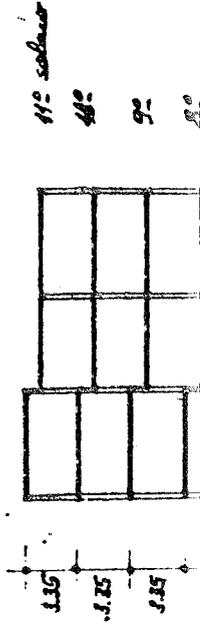


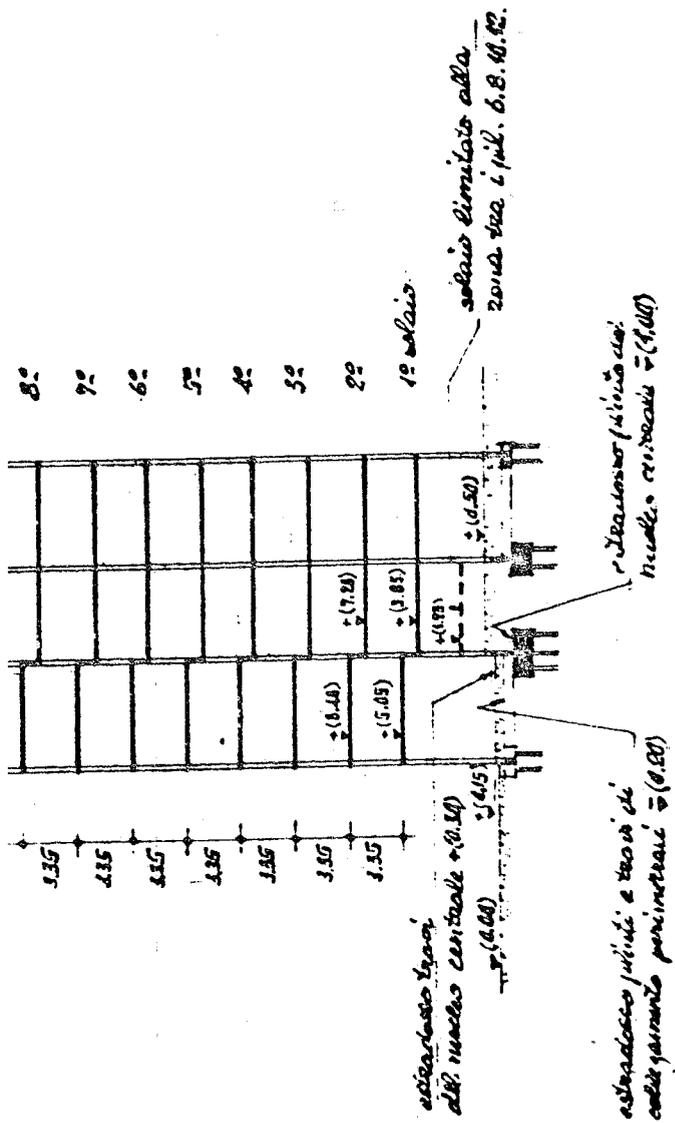
pali ϕ 400 interesse 1.30



pali ϕ 350 interesse 1.20

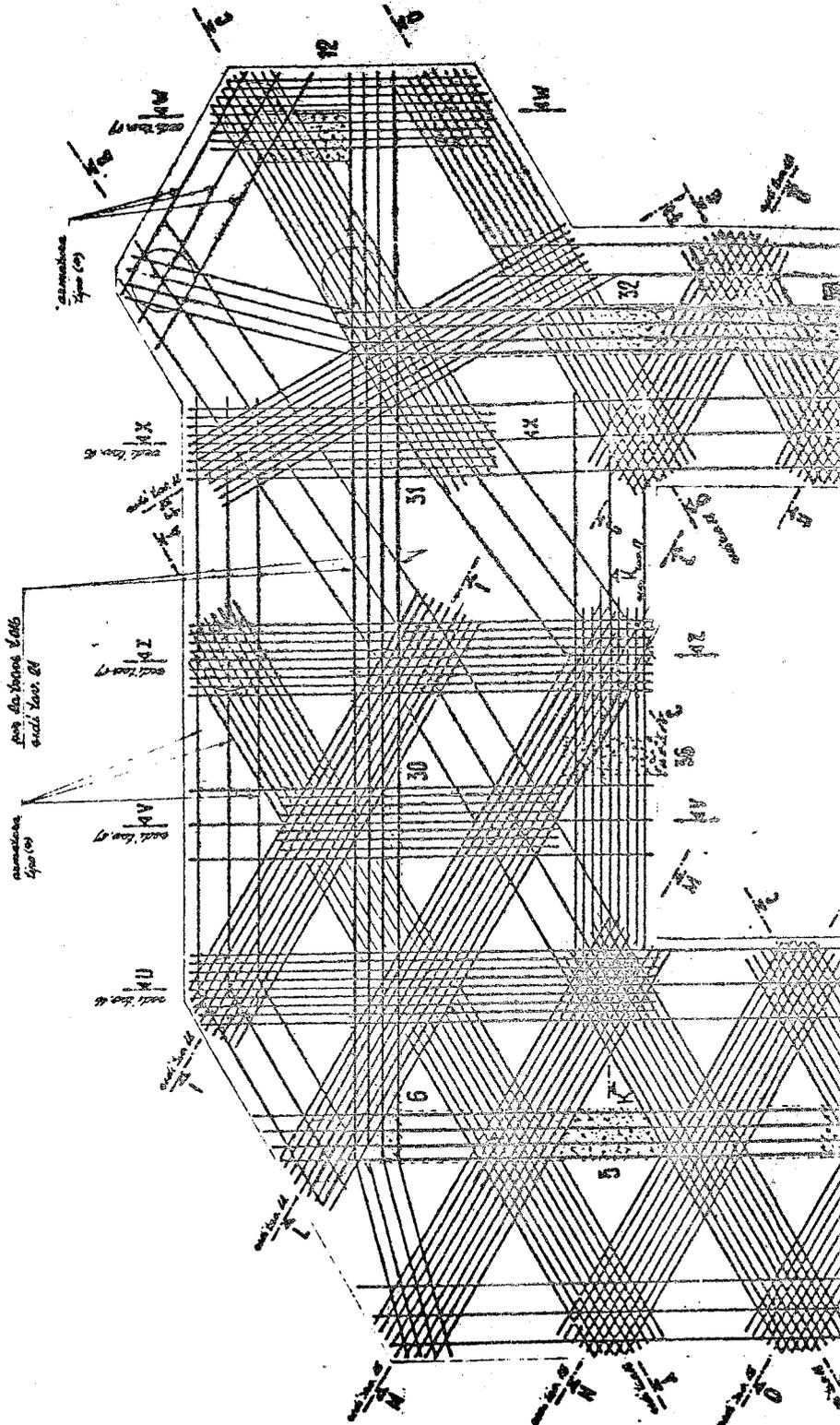
NOTA - per l'extracorsa ascensore la fondazione del nucleo centrale si appoggia a disce di ml. 1.50, assumendo \bar{v} (1.00) all'estradosso, considerando \bar{v} (0.00) l'esterno e \bar{v} (0.50) il collasso esola. -
 - gli altri plinti hanno estradosso \bar{v} (0.20)





schema della struttura 1:500

FIG. 7-34 b)



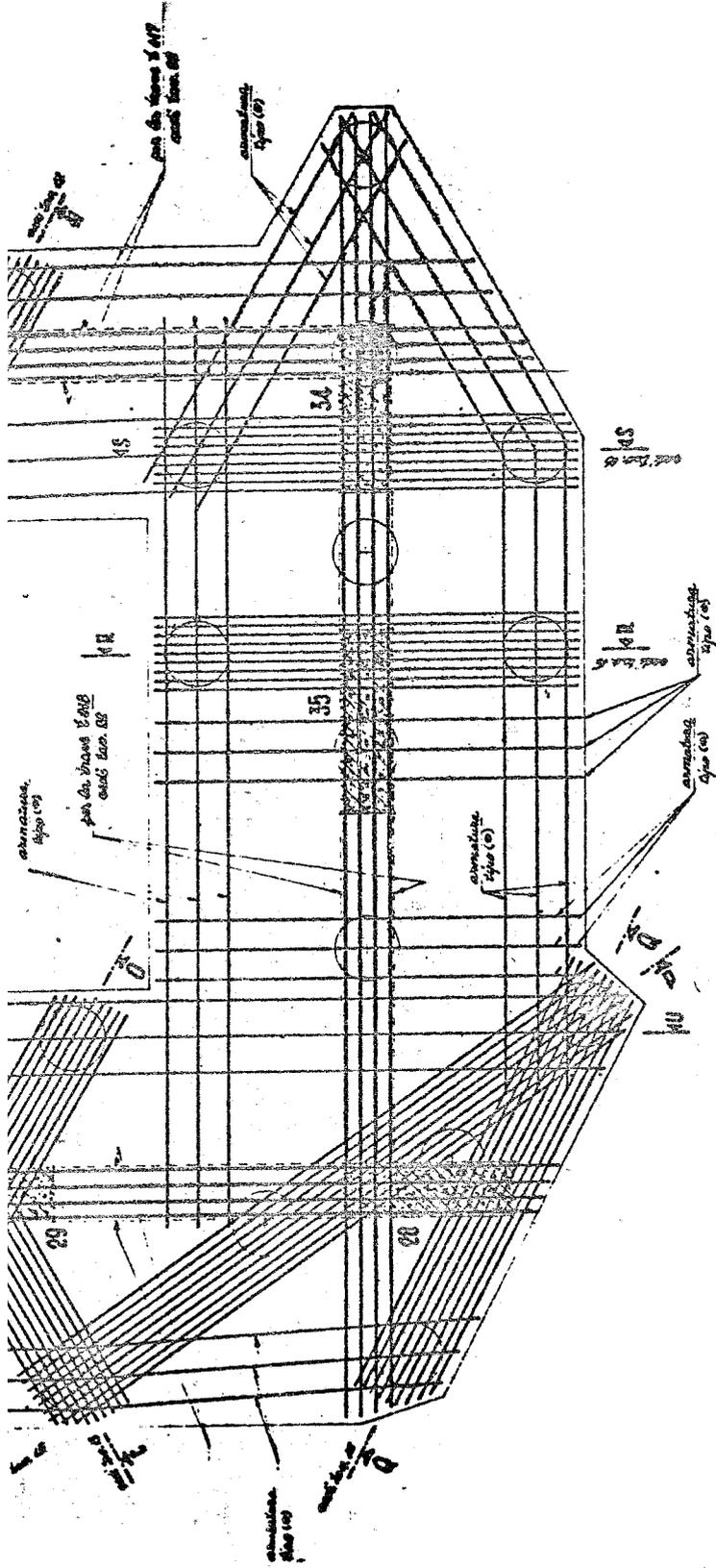


Fig. 7-34 d)

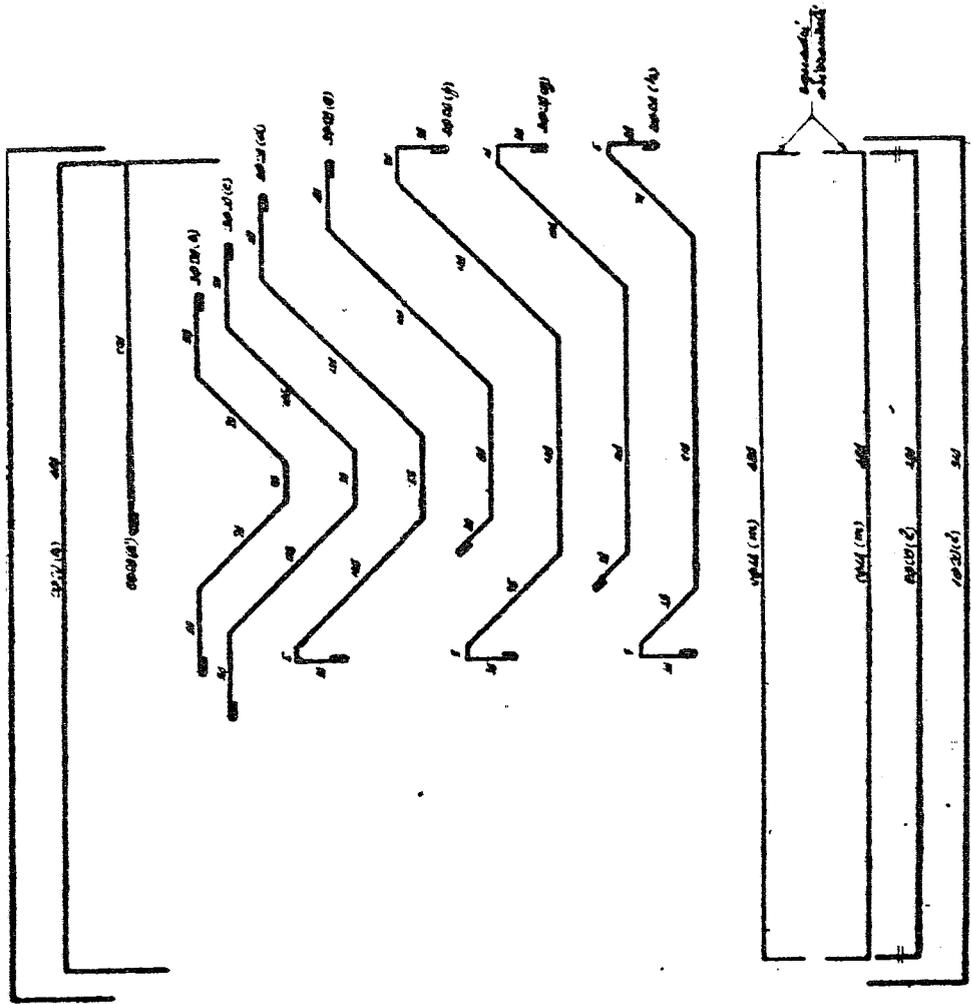
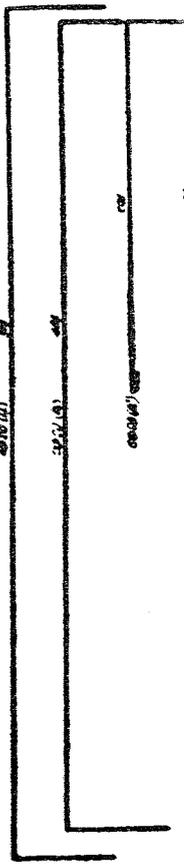
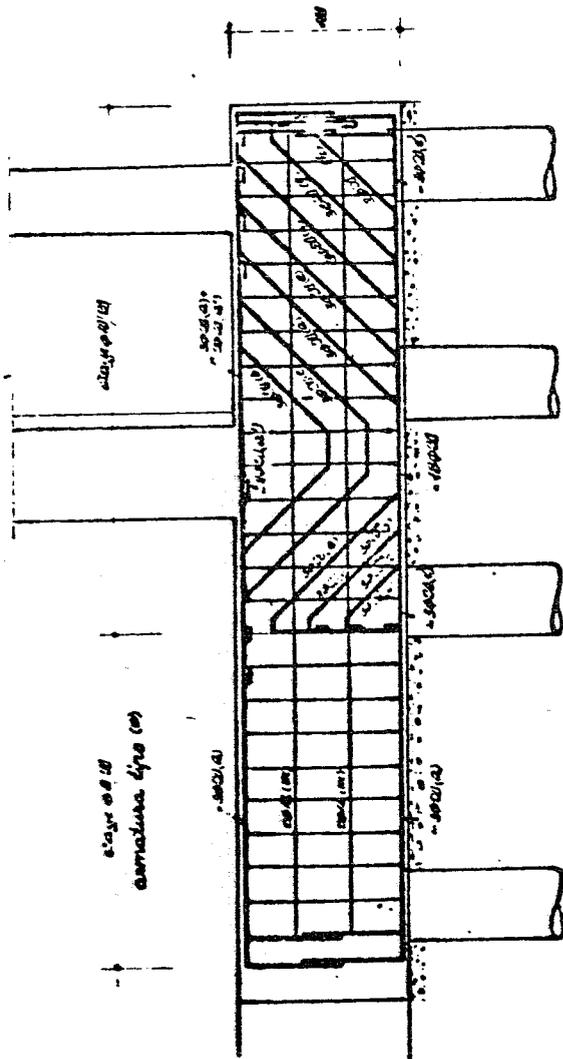


Fig 7-34 e)



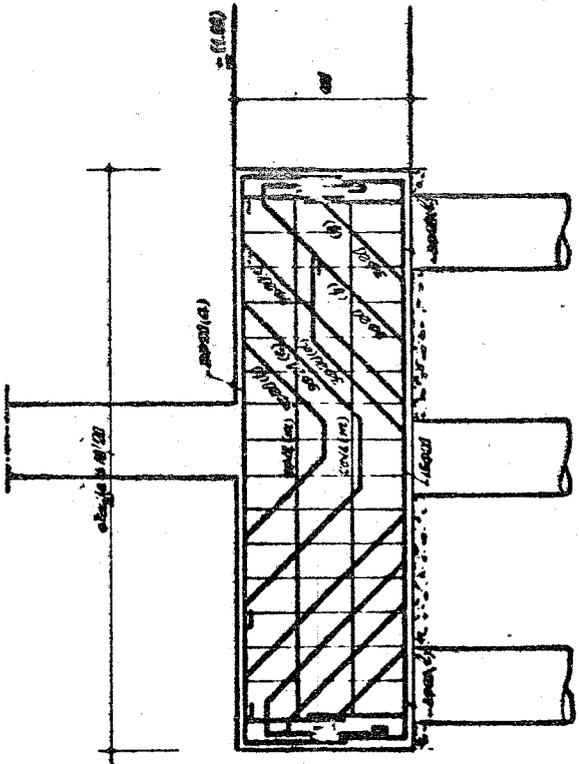
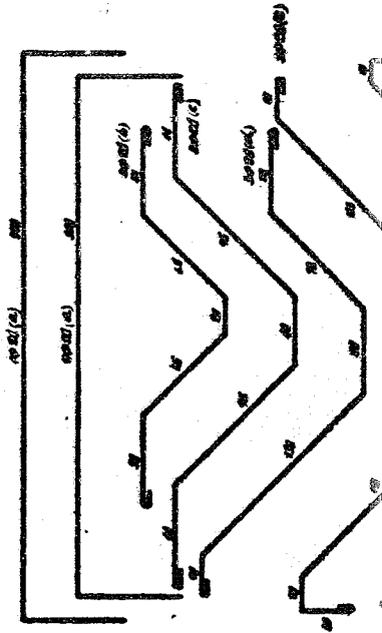


FIG. 1. (a)



I N D I C E

1 - Classifica degli edifici	pag. 5
1.1. Classe 1 ^a : edifici integralmente in muratura.	" 5
1.2. Classe 2 ^a : edifici "misti" con piedritti in muratura e solai in legno o acciaio.	" 10
1.3. Classe 3 ^a : edifici in muratura con solai ancorati e cordali di piano.	" 13
1.4. Classe 4 ^a : edifici con ossatura in cemento armato.	" 14
1.5. Classe 5 ^a : edifici con ossatura in acciaio.	" 15
1.6. Classe 6 ^a : edifici misti acciaio + cemento armato.	" 16
1.7. Classe 7 ^a : altri tipi di edificio	" 17
2 - Generalita' sulle strutture per edifici civili	" 18
2.1. Introduzione	" 18
2.2. "Fatti" e "teoria": esempio di una struttura spaziale	" 19
2.2.a. Prima ipotesi limite.	" 24
2.2.b. Seconda ipotesi limite.	" 24
2.2.c. Riduzione dell'ampiezza della "fascia"	" 27
2.3. Edifici "normali" (limiti delle loro caratteristiche geometriche).	" 30
2.3.1. Parametri relativi all'esame statico di un edificio.	" 30
2.4. Considerazioni conclusive	" 32
2.5. Elementi costruttivi di un edificio	" 34

3 - Solai.	pag. 36
3.1.1. Aspetto morfologico	" 36
3.1.2. Aspetto tecnologico	" 36
3.1.3. Aspetto statico	" 38
3.2. Problemi particolari relativi ai solai	" 59
3.2.1. Fori	" 59
3.2.2. Ribassamenti.	" 73
3.2.3. Solai con campate ad asse spezzato	" 77
3.2.4. Sbalzi	" 82
3.2.4.1. Sbalzi laterali	" 85
3.2.4.2. Sbalzi d'angolo	" 97
4 - Travi	" 103
4.1. Generalita'	" 103
4.2. Travi "emergenti" e "travi a spessore"	" 104
4.2.1. Discussione generale di alcuni aspetti morfologici tecnologici e statici	" 104
4.2.2. Discussione comparativa dell'aspetto statico	" 108
4.2.3. Discussione comparativa dell'aspetto economico	" 112
4.3. Disposizione delle armature nelle travi emergenti	" 124
4.3.1. Problemi connessi alla presenza di "sagomati"	" 124
4.3.2. Armature costituite solo da barre diritte	" 132
4.4. Travi a spessore	" 139
4.5. Il calcolo di verifica delle travi	" 143
4.5.1. Introduzione	" 143
4.5.2. Primo schema limite	" 144
4.5.3. Secondo schema limite	" 148
4.5.4. Conclusioni	" 150
5 - Pilastri	" 150
5.1. Premessa	" 150
5.2. Considerazioni sull'analisi dei carichi	" 151
5.3. Dettaglio del procedimento	" 159
5.4. Proposta di un "carico convenzionale tipo".	" 165

5.4.1.	Sovraccarico utile	pag. 166
5.4.2.	Il peso proprio dei pilastri per edifici multipiani con "piano tipo".	" 167
5.4.2.1.	Primo criterio per la valutazione del peso proprio	" 169
5.4.2.2.	Procedimento approssimato	" 174
5.5.	La flessione nei pilastri	" 178
5.5.1.	Le variazioni termiche disuniformi ed il ritiro	" 180
5.5.2.	Eccentricita' di forma	" 184
5.5.3.	Flessioni dei pilastri derivanti dai carichi verticali	" 186
5.5.4.	Flessioni nei pilastri dovute a forze orizzontali	" 187

6 - Scale " 188

6.1.	Generalita'	" 188
6.2.	Gradini a sbalzo eseguiti in opera	" 189
6.3.	Gradini prefabbricati a sbalzo	" 194
6.4.	Soletta rampante	" 195
6.5.	Travi a ginocchio	" 197
6.6.	Travi di testata	" 202
6.7.	Pianerottoli	" 203
6.8.	La scala come irrigimento dell'ossatura dell'edificio	" 205

7 - Fondazioni " 206

7.1.	Generalita' - Fondazioni dirette ed indirette	" 206
7.2.	Plinti isolati	" 209
7.3.	Plinti sollecitati da sforzo normale eccentrica	" 218
7.4.	Plinti soppi	" 220
7.5.	Collegamenti tra i plinti isolati	" 225
7.6.	Fondazioni dirette continue	" 228
7.6.1.	Generalita'	" 228
7.6.2.	Lo schema di trave rovescia infinitamente rigida	" 229
7.6.3.	La trave elastica su suolo elastico	" 230
7.7.	Fondazioni indirette	" 249

7.7 a)	- Plinto ad un polo	pag. 250
7.7 b)	- Plinto a due pali	" 254
7.7 c)	- Plinto a tre pali	" 257
7.7 d)	- Plinto a quattro pali	" 262
7.7 e)	- Plinto a cinque pali	" 264
7.7 f)	- Plinto a sei pali	" 270
7.7 g)	- Plinto a sette pali	" 270
7.7 h)	- Plinto con piu' di sette pali	" 272
7.8.	Travi rovesce su pali	" 272