

6) SCALE

6.1) Generalità .

La scala, in un edificio per civili abitazioni, ha rilevante importanza sia dal punto di vista architettonico che statico.

Infatti essa non solo ha il compito (funzionale) di collegare tra loro i vari piani dell'edificio, ma ha anche rilevanti compiti statici, che sono oggetto di questo capitolo. Si prescinde qui naturalmente dallo studio funzionale della scala, che compete ai corsi specifici di architettura che si occupano del disegno d'insieme, del rapporto alzata-pedata, dello sfalsamento delle pedate, dell'armonico sviluppo dei rampanti, ecc.; ma si ricorda che tale aspetto è quasi sempre predominante su quello statico. Le strutture della scala cioè, si controllano, dal punto di vista statico solo dopo essere state definite, fin nei dettagli, dal punto di vista morfologico in modo che soddisfino innanzitutto a requisiti funzionali ed estetici.

Tra i molti schemi statici che si adottano per le scale se ne considereranno solo due più frequenti negli

edifici in cemento armato. lo schema con " gradini a sbalzo" sorretti da travi a ginocchio e quello di "soletta rampante" sostenuta agli estremi. Ambo gli schemi possono essere realizzati completamente in opera oppure prefabbricati.

Frequenti sono anche le scale parzialmente prefabbricate, con gradini costruiti fuor d'opera ed incastrati nelle strutture perimetrali della cassa di scale (eseguite in opera).

Ha un certo peso, nella scelta dello schema, oltre che il fattore estetico, anche l'organizzazione del "cantiere". Basta qui solo osservare che, nel susseguirsi delle fasi di costruzione di un edificio, la scala, proprio per la sua funzione di collegamento verticale, fuoriesce dal livello delle altre strutture di piano e rappresenta, in questo senso, un ostacolo ad uno svolgimento ritmico della costruzione. La soluzione di questo problema puo' orientare la scelta verso quel tipo strutturale, che consenta di ottimizzare la produttività del cantiere.

6.2) Gradini a sbalzo eseguiti in opera.

Nello schema di gradini a sbalzo eseguiti in opera (fig. 6-1), il rampante e' costituito da una soletta a spessore variabile, scindibile idealmente in una parte inferiore, uniforme dello spessore di 3-5 cm e in sovrastanti elementi di forma triangolare le cui di-

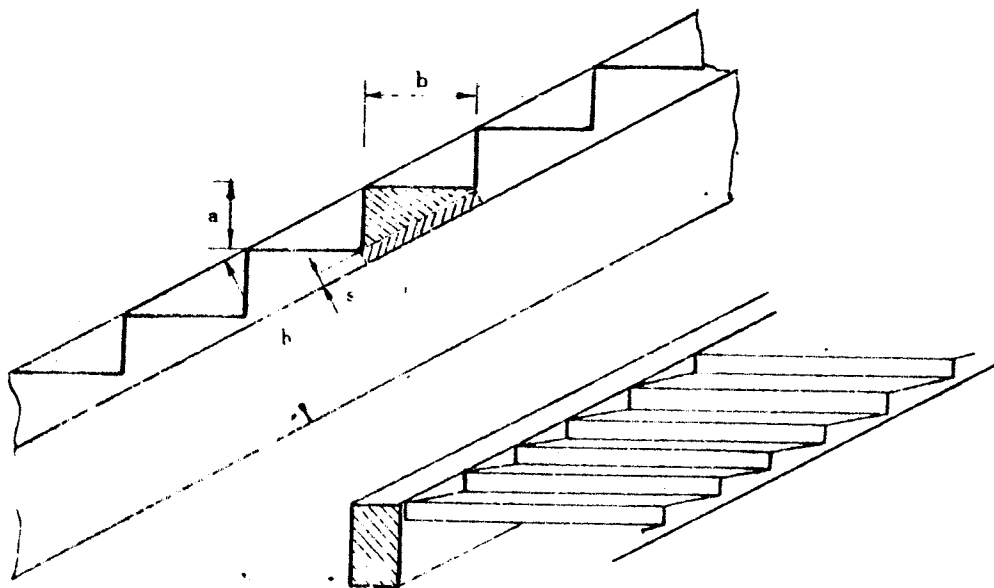


Fig 6.1

dimensioni dipendono ovviamente da quelle dello scalino finito.

Il singolo scalino, separato idealmente da quelli adiacenti ha sezione di forma pentagonale, sovrapposizione di un rettangolo e di un triangolo.

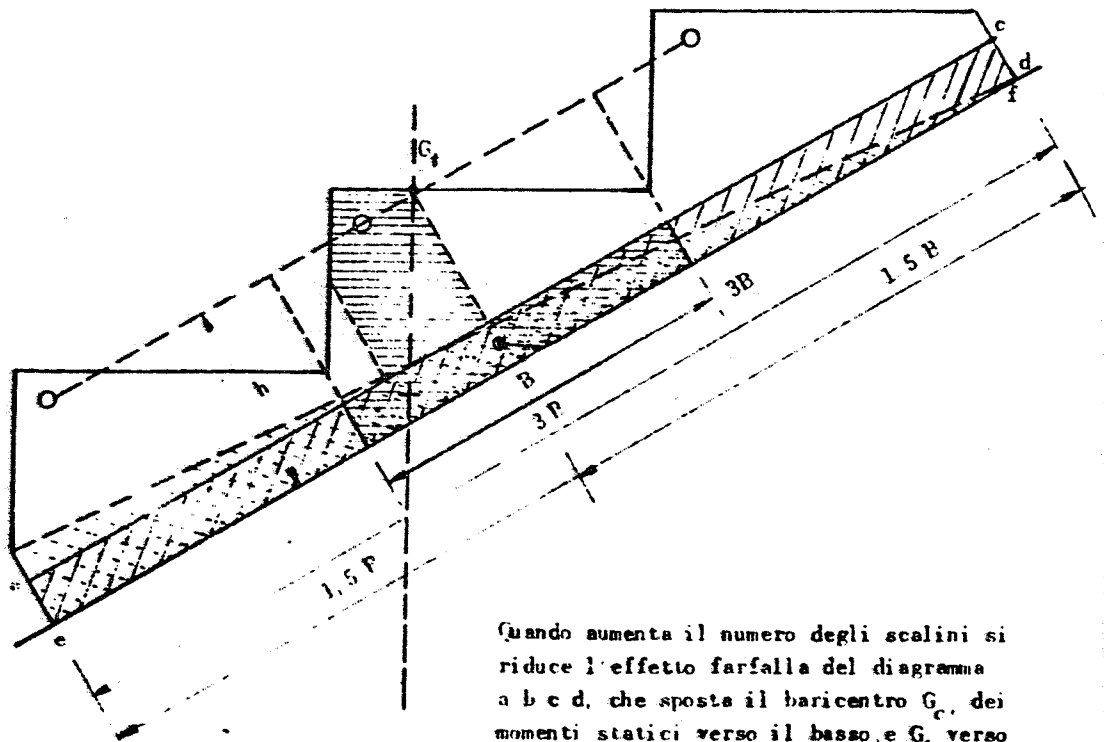
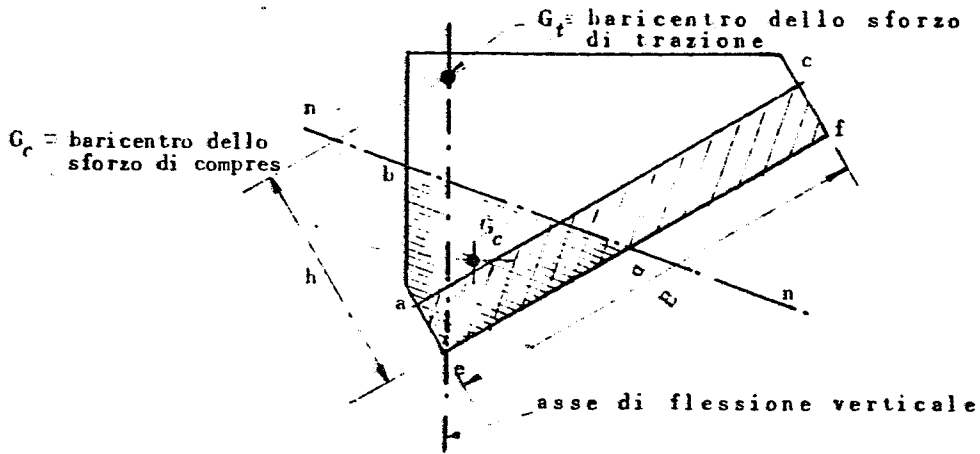
Il calcolo di verifica di questo elemento strutturale, se supposto separato dagli scalini adiacenti, dovrebbe eseguirsi a flessione deviata, taglio e torsione. Infatti i carichi accidentali, che potrebbero essere disposti comunque nella larghezza trasversale della pedata, introdurrebbero torsione oltre che taglio.

Un calcolo rigoroso sarebbe, inoltre, alquanto complesso perché, trattandosi di struttura in cemento armato, le caratteristiche geometriche e meccaniche varierebbero con la parzializzazione della sezione trasversale, il che si rifletterebbe anche sull'entità stessa della caratteristica torcente.

Per semplicità ci si potrebbe uniformare alla normale prassi (che si adotta normalmente per strutture inflesse asimmetriche in cemento armato) di determinare le caratteristiche esterne della sollecitazione in base alle caratteristiche geometriche corrispondenti alla sezione omogenea (in cui si prescinda cioè dalla fessurazione) e verificare poi a rottura, nella ipotesi di incapacità del conglomerato ad assorbire sforzi di trazione oltre i limiti di $4 \div 6 \text{ Kgcm}^{-2}$.

Solo prove di carico, statisticamente valide, potrebbero, allo stato attuale delle conoscenze, fornire una valutazione sufficientemente approssimata delle effettive capacità di resistenza di un gradino isolato.

In realtà, però i gradini eseguiti in opera non si realizzano isolati, ma tutti collegati, tra loro e con i pianerottoli di riposo e di caposcala, attraverso la soletta inferiore. A causa di tale collegamento gli spostamenti avvengono in direzione normale alla rampa e basta collegare tra loro tre o quattro gradini, perché la soletta inferiore acquisti nel suo piano una rigidità flessionale tanto elevata da impedire ogni spostamento parallelo al suo piano. Si può controllare (fig. 6-2), attraverso il calcolo di verifica della sezione complessiva, che l'asse neutro, al crescere del numero di gradini, tende a disporsi parallelamente all'inclinazione della rampa e quindi la zona compressa inferiore tende ad assumere forma rettangolare, mentre la parte triangolare del gradino risulta tutta virtualmente parzializzata. Allora il calcolo si semplifica notevolmente perché tende a coincidere con quello di una sezione rettangolare avente per base la dimensione inferiore B dei gradini e per altezza (u



Quando aumenta il numero degli scalini si riduce l'effetto farfalla del diagramma a b c d, che sposta il baricentro G_c dei momenti statici verso il basso, e G_t verso l'alto per rendere verticale l'asse di flessione G_a per tre scalini si può ritenere che il comportamento possa riportarsi a quello di una sezione a T rovescio ovvero rettangolare ideale di base $1.5B$ ed altezza utile h .

fig. 6.2

tile) la distanza (h) tra l'area metallica disposta in prossimità dei vertici superiori del triangolo e lo intradosso del rampante.

Sono quindi applicabili le ben note formule di progetto e verifica valide per le sezioni rettangolari.

E' sufficientemente approssimato tener conto, in tale verifica della sola componente dei carichi agente nel piano normale alla rampa potendosi senz'altro ammettere che la componente parallela alla rampa sia assorbita dalla soletta inferiore di collegamento tra i gradini. La torsione, nel singolo gradino, si traduce in una distribuzione di flessioni, nella soletta, di entità trascurabile ed anche le sollecitazioni tangenziali sono normalmente contenute nei limiti sopportabili dal solo conglomerato.

In definitiva le verifiche si svolgono solo per il regime flessionale innanzi descritto.

Nella normale prassi esecutiva le armature di ogni gradino sono costituite da due barre metalliche, delle quali una e' piegata "a molla" ed arma anche il bordo inferiore, l'altra e' sagomata all'incirca a mezza luce (fig. 6-3). Le due barre di acciaio si ancorano nella trave di sostegno perimetrale, ripiegandosi a squadra nell'anima. Questo problema e' stato già discusso per lo schema del balcone a "sbalzo laterale" ancorato alle travi perimetrali del solaio.

Si dispongono, inoltre, staffe di forma triangolare (fig. 6-3), con un lato prolungato nel gradino superiore. Ferri filanti disposti nella soletta inferiore parallelamente alla rampa, collegano tra loro tutti i gradini ed i pianerottoli.

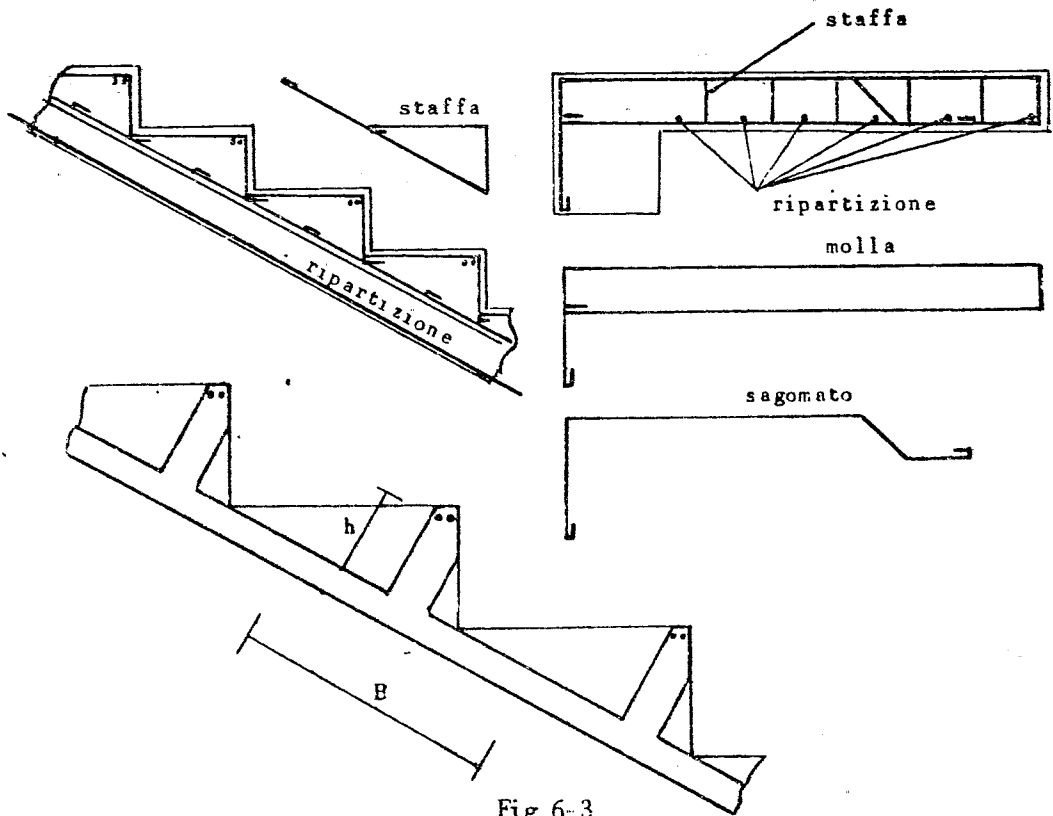


Fig 6-3

Lo spessore della soletta inferiore, come si è già detto, non può essere minore di tre centimetri, perché, tecnologicamente, queste armature possano essere avvolte da conglomerato di accettabile composizione granulometrica con un sufficiente copriferro.

6.3. - Gradini prefabbricati a sbalzo.

I gradini prefabbricati sono prodotti in serie con cassaforme metalliche e con adeguati sistemi industriali di esecuzione (vibrazione, maturazione a vapore, ecc.). L'incidenza del costo della cassaforma, nel caso di numerosi elementi eguali, diventa trascurabile e quindi si adottano forme alleggerite della sezione

trasversale perche' l'onere corrispondente alla quantita' di materiale impiegato ed il peso che ne consegue, diventa economicamente determinante.

L'analisi teorica di siffatti elementi strutturali (fig. 6-4) si svolge secondo le considerazioni espone in precedenza per il gradino isolato.

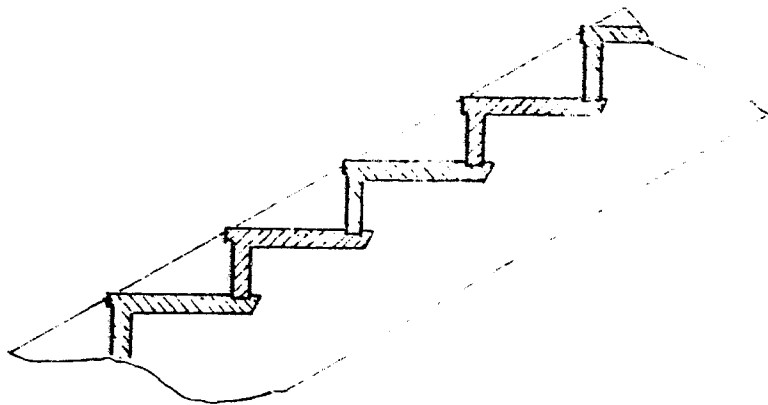


fig. 6-4

Sull'elemento cosi' dimensionato solo un rigoroso controllo sperimentale, con prove spinte fino a rottura, puo' dare valide indicazioni sull'effettivo comportamento statico e sul grado di sicurezza. Sarebbe anzi preferibile, per grandi serie, utilizzare un ciclo sperimentale, a resistenze crescenti, secondo i piu' avanzati criteri di progettazione di elementi unificati.

6.4. Soletta rampante.

Lo studio statico di una soletta rampante non presenta difficolta particolari rispetto ad una norma

le solette in cemento armato. Si adottano gli stessi schemi limite validi per i solai. Nella ipotesi (limite) di appoggi scorrevoli e privi di resistenza angolare, per la determinazione dei momenti flettenti e dei tagli, e' sufficientemente approssimato rettilineizzare l'asse proiettandolo in orizzontale.

Merita una cura particolare il disegno della zona in cui la soletta si piega per seguire l'andamento della rampa. Le armature non devono ivi abbracciare angoli concavi, così' come e' chiaramente illustrato dalla fig. 6-5; naturalmente si richiede una corrispondente precisione al montaggio.

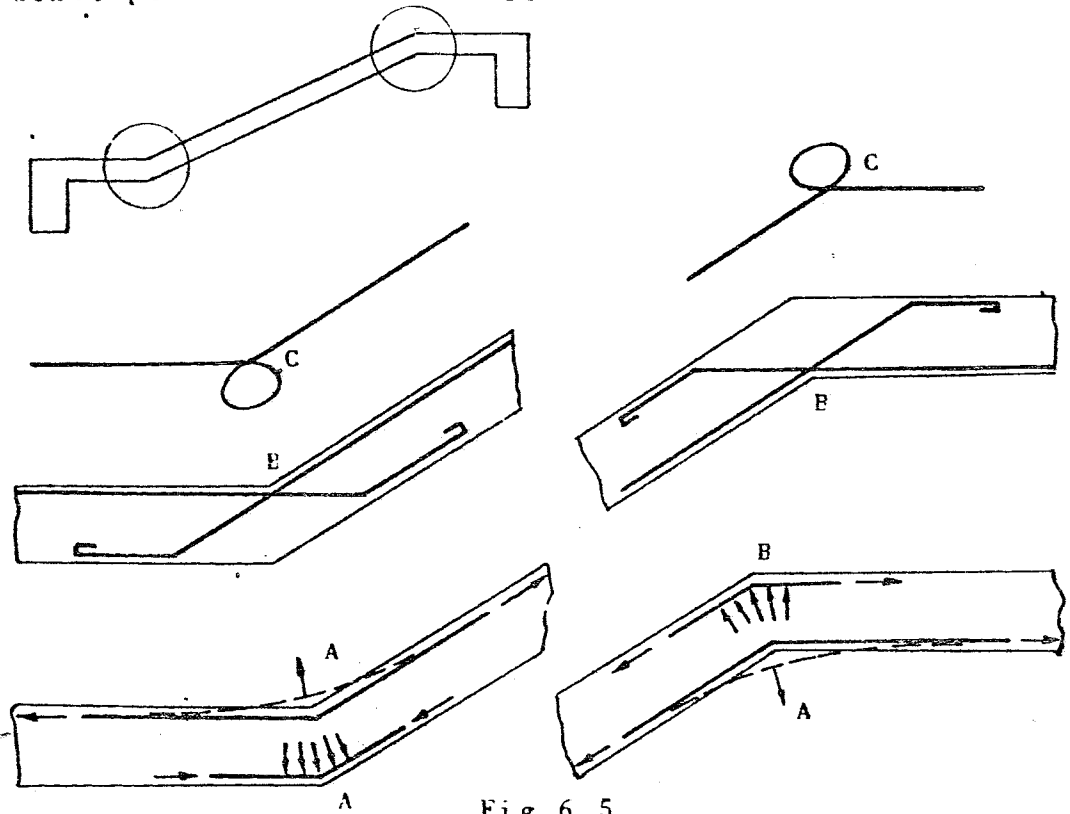


Fig 6 5

A - disposizione errata

B - disposizione corretta

C - disposizione corretta ma di laboriosa esecuzione
("coppio")

6.5- Travi a ginocchio.

I gradini a sbalzo sono spesso sostenuti da travi perimetrali che, per seguire l'andamento della rampa, hanno l'asse spezzato in uno o due ginocchi. Tali travi sono sottoposte ai carichi verticali corrispondenti al peso del rampante, dell'eventuale compagno della scala ed al peso proprio, nonché ai momenti trasversali trasmessi dalla rampa a sbalzo e dai pianerottoli. Lo schema strutturale è analogo a quello della soletta rampante innanzi considerata. Peraltro la determinazione dello stato flettente e torsionale è molto laboriosa se eseguita in rigore (nel completo rispetto dell'equilibrio e della congruenza). Infatti, non solo lo schema presenta in realtà una geometria molto complessa come si evince dalla fig. 6-7, ma presenta anche una elevata iperstaticità di comportamento trasversale nei piani, inclinati ed orizzontali, di sviluppo dei rampanti. Si ricorre quindi anche in questo caso al criterio di "fascia" ampliandone i limiti in modo da semplificare il problema, tanto più che in un edificio è opportuno che la scala sia sempre dimensionata con esube-

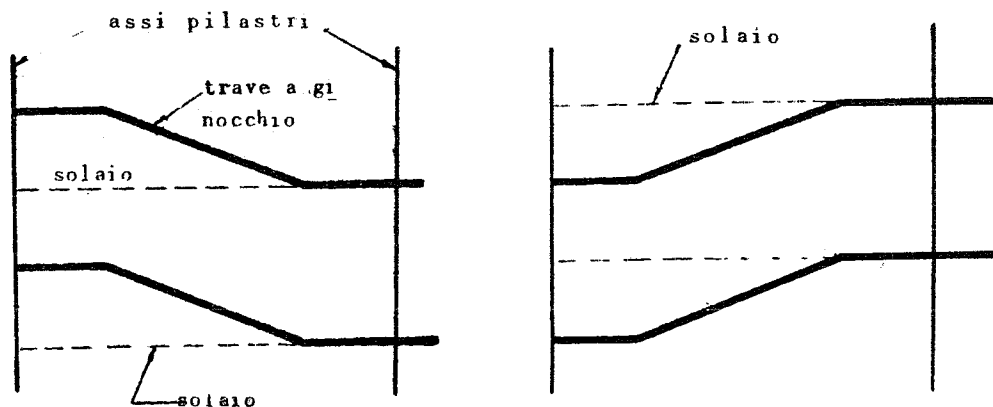


Fig 6-7

ranza perche' possa assorbire anche le sollecitazioni che le derivano dalla sua inevitabile partecipazione alla resistenza dell'ossatura dell'edificio, quando e' sottoposta a carichi orizzontali.

Ci si riferisce, anche in questo caso, ad uno schema rettilineizzato (ottenuto proiettando l'asse spezzato sulla orizzontale) per il quale occorre determinare i momenti flettenti, agenti agli estremi, dovuti alla solidarieta' con i ritti (fig. 6-8).

Ai piani superiori, dove i ritti rappresentano vincoli angolarmente deboli, il limite della fascia considera semplici appoggi; questo limite si considera valido anche ai piani inferiori, in corso di costruzione, per le stesse ragioni gia' esposte per le "travi" di piano. In definitiva, a tutti i piani, agli incastri ed in mezzera, il primo schema limite considera i momenti corrispondenti alla trave continua su appoggi semplici (*).

Alla base dell'edificio si ha di contro, in sede di servizio, il massimo grado d'incastro offerto dai pilastri. Di qui si ottiene il secondo limite della fascia, che considera la trave separata dalla struttura e perfettamente incastrata nella sezione a filo con i pilastri. E' cosi' risolta la parte del problema relativa ai momenti flettenti e ai tagli.

(*). Nel caso che la trave a ginocchio non sia continua con altre travi, questo primo schema si riduce ad una sola campata semplicemente appoggiata agli estremi.

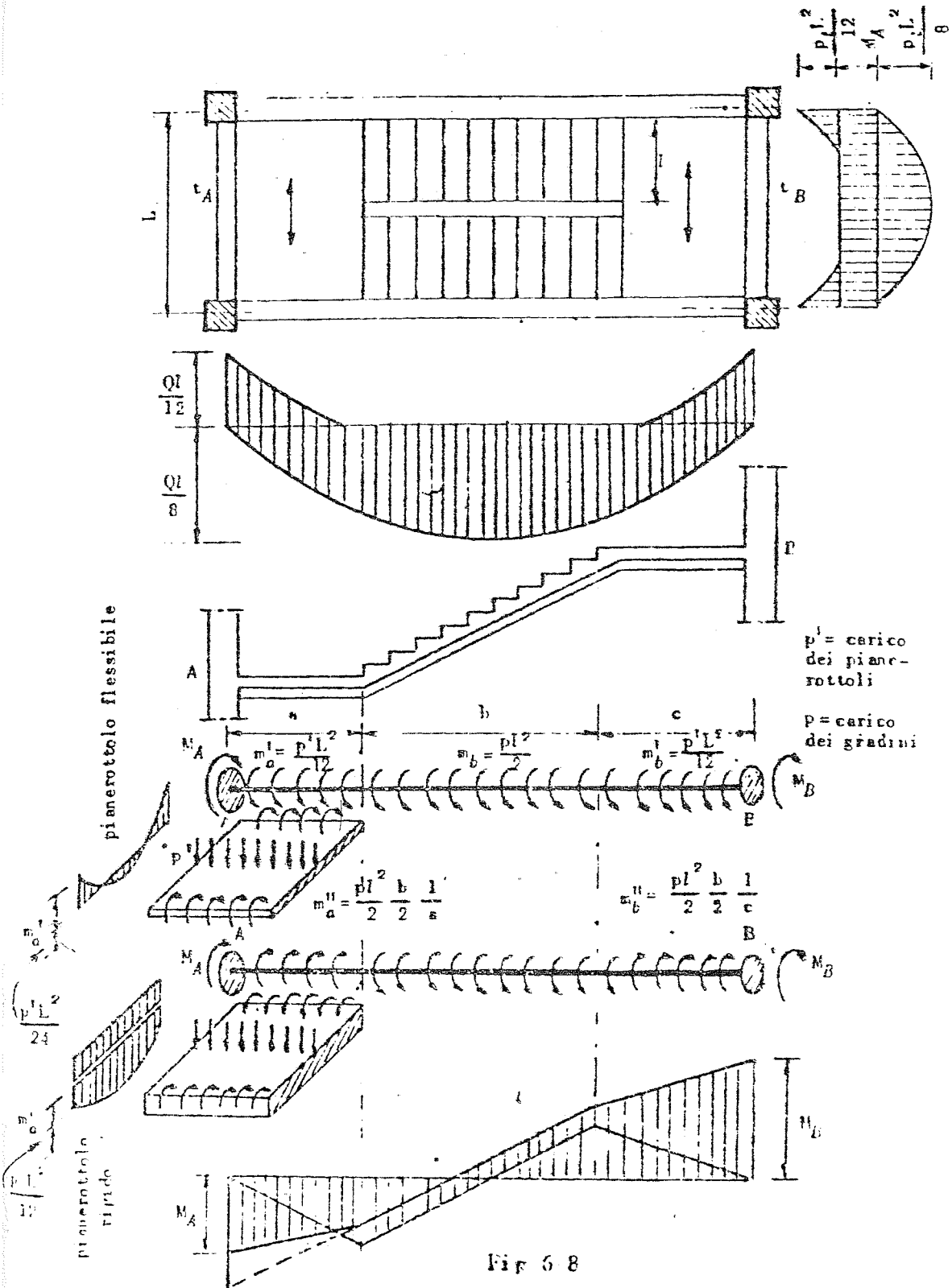


Fig 6 8

Anche i diagrammi del momento torcente nella trave a ginocchio si ottengono con lo stesso criterio di "fascia". Si proietta sempre lo schema geometrico sul piano orizzontale. Sulla trave, i momenti trasversali sono esercitati dal rampante a sbalzo e dai due pianerottoli.

A vantaggio di stabilita', si considera l'insieme dei gradini staccato superiormente ed inferiormente dai due pianerottoli (di riposo e di caposcala), trascurando cioe' il collegamento, di questi con la soletta inferiore del rampante, assicurato dalle armature di ripartizione. I gradini trasmettono allora alla trave momenti isostaticamente determinati. Invece il pianerottolo, essendo vincolato a due travi a ginocchio consecutive della scala, trasmette ad esse momenti che derivano dal rispetto della congruenza tra la rotazione della generica sezione trasversale della trave e quella della fibra corrispondente del pianerottolo. Tali momenti logicamente, dipendono dal rapporto tra la rigidita' flessionale del pianerottolo e la rigidita' torsionale della trave.

A questo punto si configurano due ipotesi limite che corrispondono rispettivamente ad un valore infinito molto elevato e, rispettivamente, molto piccolo di tale rapporto. Nella prima ipotesi, di trave molto rigida e pianerottolo flessibile, si perviene, al limite, al valore infinito del rapporto e quindi alla condizione di incastro perfetto per le fibre del pianerottolo. I momenti iperstatici valgono allora $(\frac{M^2}{12}, \frac{p l^2}{12})$, essendo p il carico distribuito sul pianerottolo ed l la sua luce.

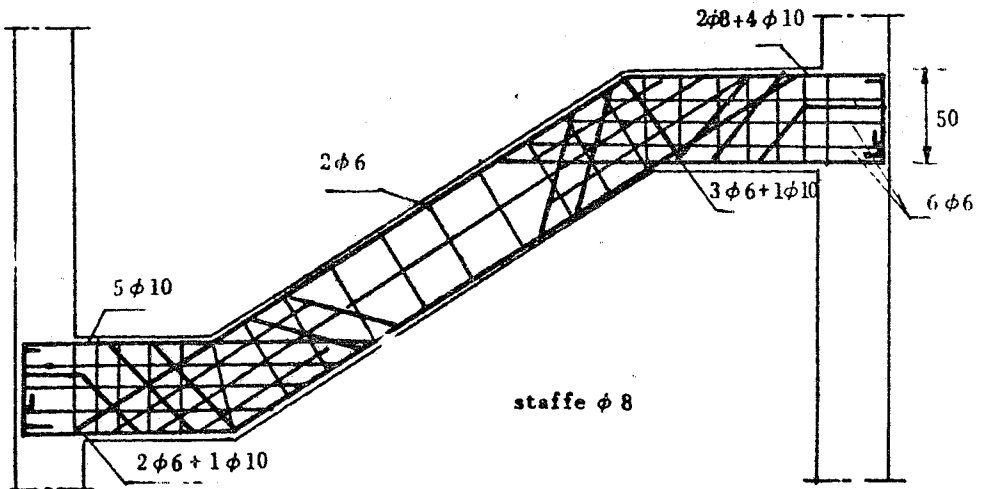
Nella seconda ipotesi di pianerottolo molto rigido e trave torcibile al limite si perviene al valore

nullo dello stesso rapporto; il pianerottolo impedisce allora ogni rotazione trasversale della trave a ginocchio rappresentando, per essa, un vincolo perfetto a torsione. Esso esercita sulla trave un momento torcente che equilibra quello applicato dai gradini a sbalzo.

In definitiva, la trave a ginocchio trova nei pianerottoli, invece che nei nodi terminali di attacco ai pilastri, i suoi vincoli torsionali di estremità'.

Si e' cosi' ottenuta la fascia racchiusa dai due diagrammi, rappresentati in fig.6-8, nei quali si e' supposta lineare la distribuzione dei momenti iperstatici nel tratto corrispondente al pianerottolo.

Una volta noto il campo (fascia), entro il quale sono comprese le effettive caratteristiche flettenti, taglianti e torcenti, il proporzionamento della sezione trasversale della trave a ginocchio si esegue, sempre



stralciato da un progetto esecutivo

Fig 6-9

con una certa larghezza (per le ragioni che s'indicheranno anche al par. 6.7) secondo le indicazioni derivanti dalla teoria statica del cemento armato.

6.6.- Travi di testata.

Nella ipotesi di pianerottoli flessibili, i momenti torcenti (M_A ed M_B) vincolari, agenti alle estremità, sono esercitati sulla trave dai nodi terminali. Come sempre, interviene il criterio di fascia: poiché a gli ultimi piani i pilastri sono molto sottili ed hanno scarsa capacità di resistenza flessionale, conviene, al limite, prescindere del tutto dal contributo dei pilastri e disporre, al perimetro della scala, due travi (indicate con t_A e t_B in fig. 6-8), ortogonali a quelle a ginocchio, capaci di assorbire dette reazioni torcenti terminali. I momenti torcenti, per esse, diventano flettenti ed anche per dette travi esiste la fascia limite, costituita dalle corrispondenti ipotesi (limite) di rigidità nulla e, rispettivamente, infinita dei pilastri, collegate entrambe alla ipotesi di rigidità nulla dei pianerottoli (l'ipotesi di rigidità infinita dei pianerottoli elimina ogni effetto dei momenti torcenti sulle travi t_A e t_B e quindi riconduce la trave in esame nella fascia valida per una qualsiasi trave di piano). Nel primo caso limite, di rigidità nulla dei pilastri e dei pianerottoli, le travi di testate realizzano, insieme alle due travi a ginocchio, un nastro continuo di travi perimetrali, interagenti ortogonalmente agli estremi comuni, che si svolge a spirale salendo lungo tutta la scala. Ai piani inferiori

(pilastri molto rigidi) e' piu' vicino al secondo limite perche' i pilastri, in condizioni di servizio, sono molto robusti e le singole campate del nastro risultano separate ed incastrate perfettamente agli estremi.

Accettando la soluzione di scala tipo che sia staticamente valida a tutti i piani, le travi di perimetro della scala si proporzionano in base alla fascia definita dalle dette due ipotesi limite, come gia' e' gia' piu' volte indicato.

6.7.- Pianerottoli.

I pianerottoli di riposo e di caposcala hanno forma rettangolare e si realizzano con solette, piene o alleggerite, vincolate lungo i due lati minori alle travi a ginocchio (*).

Occorre tener presenti i due casi limite di cui si e' gia' detto in precedenza per le travi a ginocchio. Nel caso di pianerottolo rigido e travi torcibili i momenti trasversali agenti sulle travi a ginocchio inducono nella soletta reazioni vincolari che costituiscono per essa flessioni positive additive rispetto a quelle provocate dai carichi esterni direttamente applicati alla soletta stessa.

Agiscono infatti ai due estremi del pianerottolo momenti che ne tendono le fibre inferiori. La solet-

(*) Nel caso di scala sviluppantesi nell'interpiano con tre rampe, i due pianerottoli di riposo assumono, invece, forma pressochè quadrata e sono costituiti da solette sorrette a sbalzo su due lati consecutivi.

ta si considera pertanto semplicemente appoggiata agli estremi e sottoposta oltre che al carico uniforme direttamente agente a due momenti positivi pari alle reazioni torcenti dei rampanti applicati alle due estremita' (fig. 6-10).

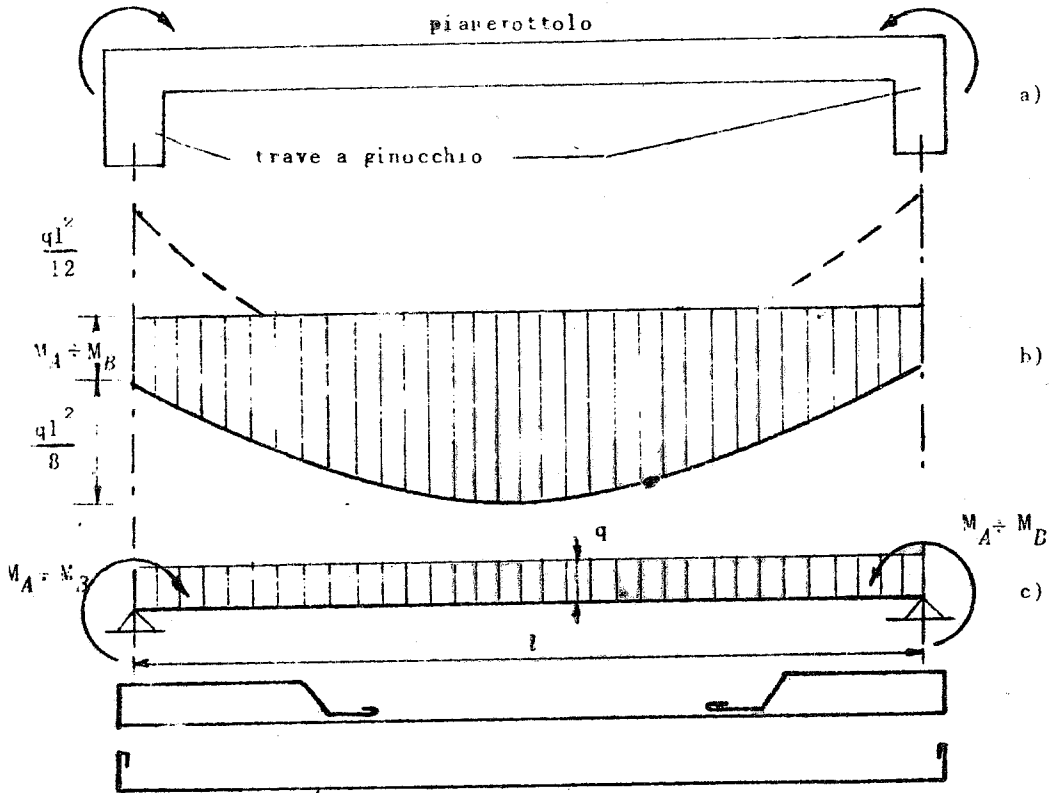


Fig 6-10

L'altra ipotesi limite (pianerottolo flessibile e trave rigida) comporta per il pianerottolo, incastri perfetti agli estremi. Il pianerottolo si arma con barre inferiori prolungate fino alle estremita' dove il momento flettente positivo non e' nullo, cosi' come illustrato in fig. 6-10. Agli incastri il momento flettente negativo relativo alla seconda ipotesi limite richiede corrispondenti armature.

6.8. - La scala come irrigidimento dell'ossatura dello edificio.

La struttura della scala svolge un ruolo notevole anche nel quadro, piu' generale, del comportamento statico della intera ossatura dell'edificio.

Si consideri, ad esempio, il caso, molto comune, di edificio a pianta rettangolare allungata, nel quale le travi di piano siano disposte parallelamente al lato piu' lungo e solo i solai, con le due travi di testata, siano disposti in senso trasversale. In questo caso la scala, disposta quasi sempre nella zona centrale della pianta, puo', anzi spesso deve, assumere la ulteriore funzione di irrigidimento trasversale dell'edificio. Si e' gia' accennato all'opportunita', in mancanza di un apposito calcolo, di conferire alla scala doti di esuberanza statica, che valgano a renderla capace di adempiere anche a questa funzione, che puo' essere vitale per l'edificio. Negli edifici molto alti questa necessita' di irrigidimento trasversale s'impone esplicitamente ed un apposito calcolo puo' indicare l'opportunita' di realizzare pareti piene, (almeno ai piani inferiori) che potrebbero coincidere con le pareti della scala, per diaframmare ed irrigidire trasversalmente tutta l'ossatura. A tali pareti, e ad altre se necessarie, si assegna il compito di assorbire le azioni dovute al vento o, eventualmente, ad effetti sismici.

Quando la distribuzione architettonica prevede che la cassa di scala sia al di fuori dell'edificio e mancando il suo contributo di irrigidimento e' opportuna, anche per edifici di pochi piani, la verifica dell'ossatura rispetto alle condizioni di instabilita' globale argomento che non e' trattato in questo volume.

7 - FONDAZIONI.

7.1.- Generalità - Fondazioni dirette ed indirette.

La verifica di stabilità delle fondazioni di un edificio richiede l'accertamento della compatibilità statica tra gli strati geologici interessati e la struttura dell'intero edificio, con particolare riguardo a quella parte, che si trova più vicina al suolo, che si chiama normalmente struttura di fondazione o, ancor più brevemente, "fondazione".

La fondazione si dice "diretta" se il suo sistema di realizzazione permette di operare a contatto diretto con il "piano di posa", e cioè indipendentemente dalla profondità.

Si considera invece "indiretta" se il sistema di costruzione non consente all'operatore di portarsi direttamente a contatto con il piano di posa, ma solo indirettamente attraverso l'impiego di appositi mezzi d'opera. Normalmente le fondazioni indirette si adottano per ragioni tecnico-economiche quando gli strati superficiali non danno affidamento e l'incidenza dell'onere dello scavo diventa eccessiva, attesa la profondità degli strati geologici che risultano staticamente idonei in rapporto alle caratteristiche della struttura portata. In genere quindi esse sono più profonde di quelle dirette anche se questa

circostanza non ne costituisce una caratteristica essenziale.

La profondità del piano di posa e degli strati geologici da interessare deve essere scelta con cautela, indipendentemente da ragioni strettamente tecniche. Infatti, a meno che il suolo non sia costituito da roccia affiorante particolarmente compatta, non è mai opportuno realizzare una fondazione diretta troppo superficiale; essa sarebbe infatti vulnerabile, perché soggetta a tutte le perturbazioni, che necessariamente colpiscono gli strati superficiali del terreno, dovute ad agenti naturali ed artificiali. Basta pensare alle varie installazioni e servizi che si rendono necessari all'interno dell'area dell'edificio o nella fascia perimetrale circostante, quali ad esempio, fognature, canalizzazioni, serbatoi interrati, impianti di lavaggio, piantagioni, ecc., che interessano gli strati superficiali di terreno per alcuni metri al di sotto del piano campagna e che sono soggette nel tempo ad inevitabili disservizi, sia pure nell'ambito di una normale manutenzione (*).

La scelta del piano di posa è, cioè, dettata oltre che da un corretto esame statico anche da altre esigenze di funzionalità e funzionamento della costruzione. Con la profondità, a parità di ogni altro fattore, in genere aumenta la capacità di resistenza del piano di posa; esistono tuttavia casi in cui la capacità di resistenza si riduce con la profondità.

Il costo della fondazione aumenta certamente con

(*) È doveroso che del progetto della fondazione si tenga conto nel progetto delle infrastrutture dell'edificio e viceversa.

essa e, oltre un certo valore, diventa proibitiva la realizzazione di una fondazione diretta; nei casi in cui essa sia comunque indispensabile, si rendono necessari mezzi speciali per contenere la spinta delle terre e talora in presenza di acqua, palancole, cassoni autoaffondati, cassoni ad aria compressa, ecc..

Normalmente si rinuncia al diretto contatto dell'operatore e si utilizzano "pali" realizzati con apposite attrezzature meccaniche. Anche in questo caso, con particolari dispositivi, si prelevano campioni di terreno per valutarne la capacita' portante.

Peraltro, essa puo' determinarsi anche con apposite indagini (ad es. profili penetrometrici, prove di carico su pali campione, ecc.).

Sia le fondazioni dirette che quelle indirette si classificano in base alle caratteristiche tecniche di realizzazione, del materiale impiegato e cosi' via.

Tutta la struttura dell'edificio partecipa alla statica della "fondazione"; un esame separato si giustifica solo per lo scopo di semplificare il compito della progettazione, ma richiede la preventiva definizione delle condizioni e delle ipotesi che si formulano per tale esame separato.

La determinazione delle caratteristiche meccaniche del piano di posa e le verifiche corrispondenti fanno parte di altra disciplina; si suppone nel seguito che siano definibili e note le caratteristiche di resistenza e di deformabilita' del piano di posa; si suppone, in particolare, di conoscere il legame tra resistenza meccanica convenzionale (espressa ad esempio in kg. cm^{-2}) e corrispondente deformazione e che tale legame sia lineare ed indipendente dalla forma e dall'estensione dell'area di contatto tra strut

tura di fondazione e suolo (*). Si suppone ancora che i cedimenti si mantengano 'piccoli' (**) entro il valore limite delle sollecitazioni assegnato per il piano di posa.

7.2.- Plinti isolati.

Le strutture che si utilizzano per le fondazioni dirette assumono forme e schemi dipendenti generalmente dal valore della sollecitazione massima ammissibile per il piano di posa e dall'entità del carico trasmesso dall'edificio.

Si consideri inizialmente il caso che il pilastro trasmetta un carico verticale centrato. Il rapporto tra detto carico e la sollecitazione ammissibile del piano di posa fornisce l'area della base necessaria nella ipotesi di ripartizione uniforme. Se le dimensioni della base, così determinate, sono piccole rispetto all'interasse tra i pilastri, la fondazione si può realizzare con "plinti isolati" (figura 7-1).

Effettuato lo scavo si ricopre il fondo, che costituisce il piano di posa, con uno strato di congl

(*) Tale legame in realtà non è mai lineare, raramente offre garanzie di perfetta elasticità e dipende dalla forma e dall'estensione del piano di contatto.

(**) Per l'ossatura di un edificio il cedimento relativo si considera ammissibile se comporta rotazioni delle travi non superiori a 0,002.

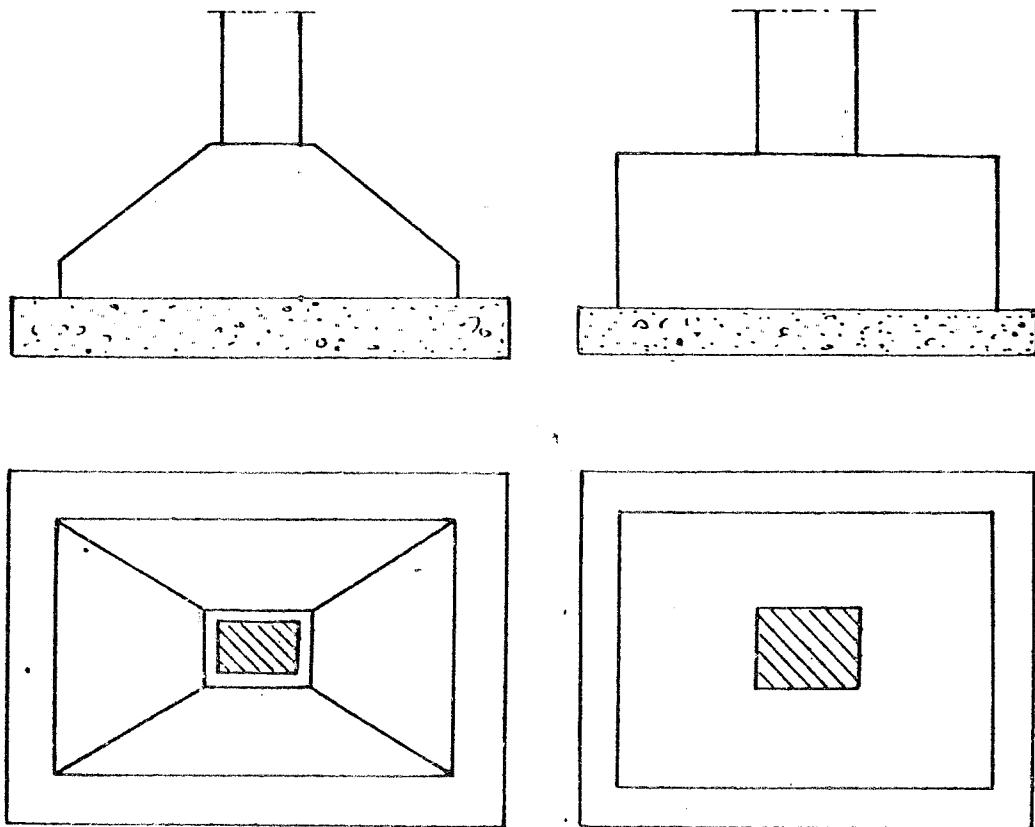


Fig.7-1 - Due forme usuali per plinti isolati di

merato non armato ("sottoplinto") avente lo scopo di evitare che la successiva esecuzione della struttura in cemento armato del plinto avvenga in presenza di polvere o fango.

Nel sottoplinto e' opportuno predisporre ferri verticali di attesa per una migliore appresatura con il sovrastante plinto.

Al plinto si conferisce la forma di semplice parallelepipedo, quando le dimensioni della base sono piccole e la forma di tronco di piramide quando la base e' tanto ampia che l'economia di materiale che cosi' si realizza compensa il maggiore onere di magistero.

Il comportamento statico del plinto rappresenta un problema indiscutibilmente aperto della bibliografia tecnica, trattandosi di un solido volutamente tozzo, di forma molto variabile, non affrontabile con la teoria delle travi o delle piastre sottili. Non si dispone allo stato attuale di una schematizzazione rigorosa di calcolo.

D'altra parte, trattandosi di opere la cui stabilità coinvolge quella di tutto l'edificio, sono lecite, anzi opportune, schematizzazioni (*) che siano a vantaggio di statica; tutto ciò in attesa che la ricerca scientifica ne approfondisca meglio il comportamento statico, con un adeguato modello teorico.

A tal fine, volendo operare su modelli sperimentali, occorrerebbe eseguire prove a rottura, che però escludano a priori il contributo offerto dalla resistenza a trazione del conglomerato (**) e dall'attrito con il suolo al fine di assicurare la resistenza nel tempo, anche in assenza di effetti che potrebbero venire a mancare.

Allo stato attuale delle conoscenze si consiglia di assumere per modello teorico la struttura del plinto suddivisa in pianta in quattro elementi trapezoidali, con altrettanti tagli (ideali) verticali effettuati secondo le congiungenti i vertici del quadrato di base con i corrispondenti vertici del pilastro (fig 7-2a).

(*) Lo schema ancora una volta si presenta come un operatore finalizzato a realizzare opportuni effetti statici adeguata sicurezza e rigidità.

(**) Su tale resistenza non si può far sicuro affidamento e si potrebbe determinare in una prima prova di carico un valore corrispondente alla fessurazione prossima se non addirittura superiore, a quello di rottura.

Si ottengono così quattro mensole, ciascuna incastrata con la base di minore larghezza al pilastro.

Questo schema rende immediata la determinazione delle caratteristiche della sollecitazione se si assumono valide le seguenti ipotesi: (*)

- a) che le deformazioni del plinto siano molto più piccole di quelle del piano di posa e che quindi la distribuzione delle pressioni sia uniforme (questa ipotesi, anche se non rispondente al vero, è tuttavia a vantaggio di statica);
- b) che sia nullo l'attrito tra plinto e piano di posa e che siano cioè consentite liberamente le deformazioni della superficie inferiore del plinto.

Tenendo conto del grado di approssimazione di tutto il procedimento è giustificato valutare il momento flettente a filo del pilastro con la seguente espressione approssimata (fig. 7-2a))

$$M=N \left(\frac{A}{12} - \frac{a}{8} \right) \quad (**)$$

(*) Anche queste ipotesi rientrano nello schema che comprende le condizioni di vincolo e di carico.

(**) Essa si ottiene supponendo che i piani ideali di taglio coincidano in proiezione orizzontale con le diagonali del rettangolo di base e che la risultante delle pressioni del terreno sia applicata nel baricentro di ciascuno dei quattro triangoli così definiti, anziché dei trapezi proiezioni orizzontali delle quattro mensole. Il momento è infatti il prodotto della risultante ($N/4$) per la sua distanza ($A/3 - a/2$) dalla faccia del pilastro (fig. 7-2a). Il risultato è tanto più approssimato quanto più la forma del pilastro è affine a quella della base del plinto e quanto minore è il rapporto tra area del pilastro e base del plinto.

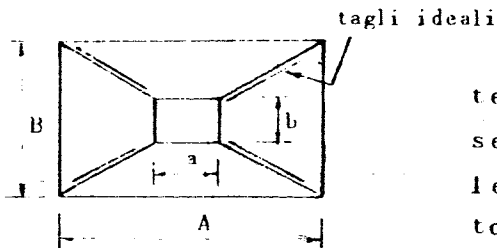


Fig 7-2 a)

Nota il momento flettente, sono applicabili per la sezione d'incastro le formule di verifica e di progetto, valide per la sezione rettangolare. Nel dimensionamento occorre rendere effec-

tiva l'ipotesi di rigidità del plinto, assunta nel calcolo, e rispettare le usuali esigenze di esecuzione, al fine di realizzare una struttura poco vulnerabile da parte degli agenti chimico-fisici eventualmente presenti nel sottosuolo. Trattandosi di struttura tozza particolare attenzione richiede la verifica a taglio.

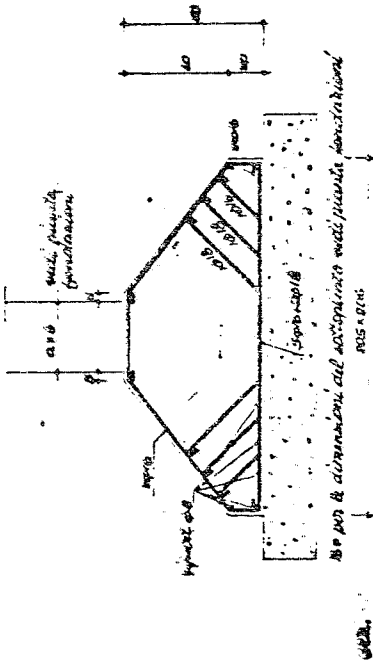
Per la valutazione delle tensioni tangenziali la teoria fornisce l'espressione

$$\tau = \frac{I}{0,9L \cdot h} - \frac{M \cdot \rho \cdot \gamma}{0,9 L h^2}$$

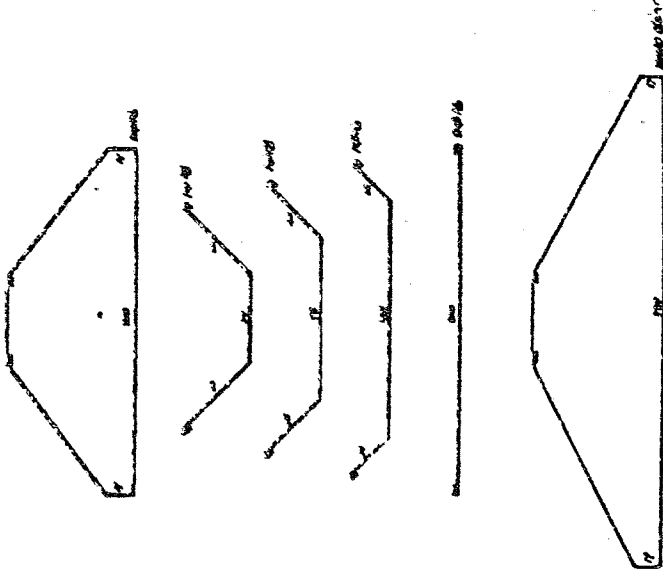
che tiene conto, nelle stesse ipotesi, della variabilità della sezione si possono così determinare sui presumibili piani inclinati di fessurazione, gli sforzi da assorbire con i sagomati, così come è ben noto dalla statica del cemento armato.

Giova qui sottolineare che, per l'importanza che rivestono le fondazioni e la notevole entità, in valore assoluto, dello sforzo di taglio, è consigliabile disporre sempre armature capaci di assorbire tutto l'effetto tangenziale, anche quando il valore della tensione tangenziale assume valori modesti che secondo le norme potrebbero essere affidati solo al conglomerato. In ogni caso è sempre opportuno sagomare le barre di acciaio che non siano più necessarie a flessione ed aggiungere cavalli sotto il pilastro per crea-

PLINTO



divisione delle edicole



Ho l'intenzione di suddividere nella sua edicola
 o per la costruzione o anche per la fondazione

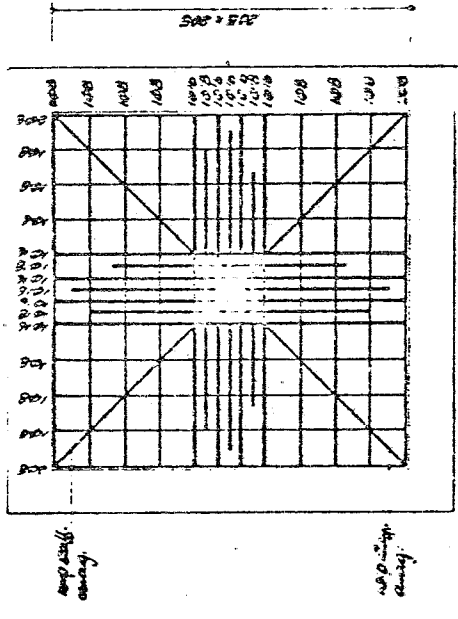
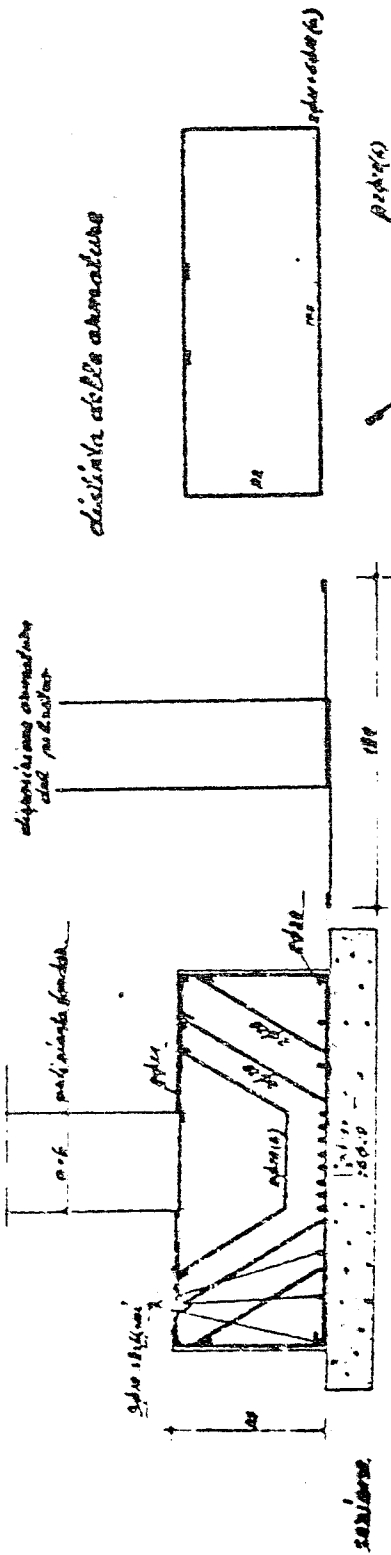


Fig. 7-2 b) Anzatura di un plinto a forma di tronco di piramide

piramide

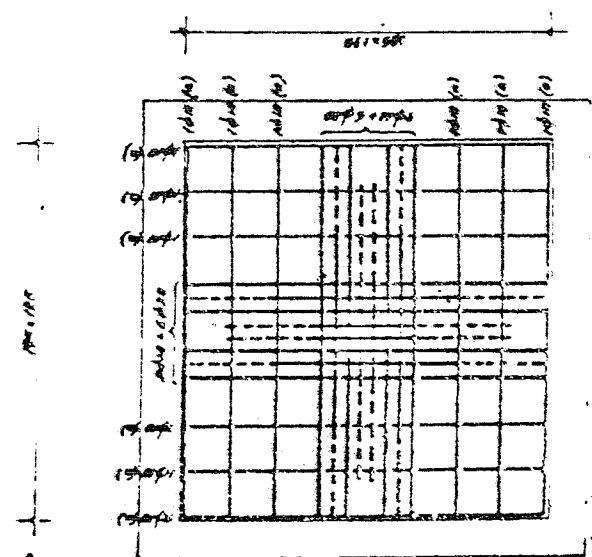
PLINTA



disinca delle armature

solare

in 2 o 3 dimensioni del rettangolo multi pinnate fondato.



planta

in 2 o 3 dimensioni del rettangolo multi pinnate fondato.

in 2 o 3 dimensioni del rettangolo multi pinnate fondato.

Armatura di un plinto per fondazione diretta a forma di parallelepipedo.

re una diffusione piu' uniforme dell'armatura nella massa di conglomerato e del flusso di sollecitazioni provenienti dal pilastro verso il piano di posa. Per esempi di armatura vedi fig. 7-2b e 7-2c.

Anzi, a vantaggio di stabilita', talora si trascura anche la riduzione della tensione tangenziale derivante dalla variabilita' della sezione. Di contro, quando l'inclinazione e' molto elevata, il vantaggio si accentua al punto da rendere inapplicabile il modello di quattro mensole e da orientare invece verso un comportamento di pilastro a sezione variabile, allargato verso il basso. (fig. 7-3).

Il carico verticale proveniente dall'alto si diffonde spontaneamente secondo canali inclinati per trasmettersi al piano di posa (*).

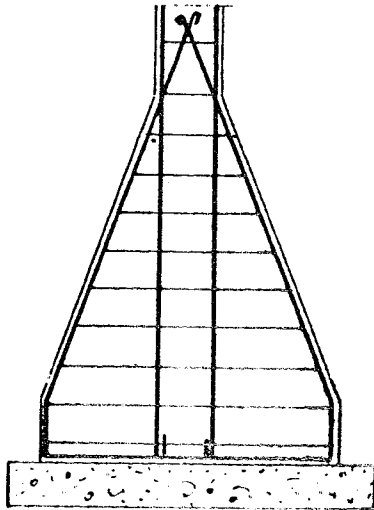


Fig 7-3

(*) Questa diversita' di schema si evidenzia anche attraverso il fatto che la su riportata espressione della sollecitazione tangenziale al crescere di $\text{tg } \alpha$ diventa negativa. L'evidente assurdo dipende dalla inammissibilita' dello schema di mensola che e' lecito solo per piccoli valori di α .

Il plinto in questo caso puo' schematizzarsi come un insieme di bielle inclinate (ciascuna a sezione variabile) colleganti il suolo con il pilastro a sezione costante. Staffe e ferri longitudinali vanno pertanto disposti nella stessa misura prescritta per i pilastri ed inferiormente, in corrispondenza cioe' della base, va disposta una rete capace di assorbire le componenti orizzontali di tali sforzi nella ipotesi che il piano sia assolutamente incapace di assorbire pressioni inclinate (*).

La possibilita' di realizzare plinti del tutto privi di armatura va comunque scartata, a meno che non si adottino criteri di dimensionamento analoghi a quelli validi per strutture in "muratura", ovvero per materiali teoricamente incapaci del tutto di resistere a sforzi di trazione. Nelle strutture in muratura si devono ridurre gli effetti tangenziali e le conseguenti trazioni a livelli tanto modesti da rendere inutile l'affidamento di esse ad armature metalliche. Nel caso invece di strutture in cemento armato le armature sono in ogni caso indispensabili, a prescindere anche dall'effetto di azioni esterne, per conferire al materiale le necessarie garanzie nei confronti di difetti di esecuzione, autotensioni, lesioni da ritiro, ecc., premessa indispensabile per classificare il materiale come conglomerato armato.

(*). Se il terreno di fondazione ha caratteristiche meccaniche molto buone, secondo alcuni autori, si puo' tener conto dell'attrito tra plinto e suolo. In tal caso basterebbe disporre solo le armature verticali e le staffe cerchiati orizzontali; la rete inferiore non avrebbe piu' ragione di essere (fig. 7-3) dal punto di vista statico e potrebbe conservarsi solo in misura ridotta per ragioni tecnologiche.

7.3 Plinti sollecitati da sforzo normale eccentrico

Nel caso che il pilastro trasmetta al plinto anche un momento flettente ed uno sforzo orizzontale in corrispondenza del piano di posa la retta di azione della risultante non passa per il baricentro della base del plinto (nella ipotesi s'intende che questo si trovi sulla stessa verticale del baricentro della sezione del pilastro). La distribuzione delle sollecitazioni sul suolo è allora disuniforme ed è determinabile in funzione della eccentricità del punto di applicazione della risultante (centro di pressione) rispetto al baricentro (fig. 7-4).

La componente orizzontale deve essere assorbita per attrito fra suolo e plinto, e deve quindi essere verificata la condizione che sia minore (con un congruo margine di sicurezza) del prodotto della componente verticale per il coefficiente di attrito tra plinto e suolo. Il piano di contatto plinto-suolo è tutto compreso se il centro di pressione è all'interno del nocciolo della figura di base (nel "terzo medio" nel caso di forma rettangolare e di asse di flessione coincidente con una delle mediane). Se il centro di pressione è fuori dal nocciolo, una parte della superficie di base diventa inerte essendo il suolo incapace di assorbire sforzi di trazione.

La determinazione della posizione dell'asse neutro si esegue in generale attraverso la condizione che esso sia antipolare del centro di pressione rispetto all'ellisse centrale di inerzia della parte reagente. Nel caso di base di forma qualsiasi e di centro di pressione applicato in un punto generico della base il capitolo della pressoflessione ci indica la possibilità

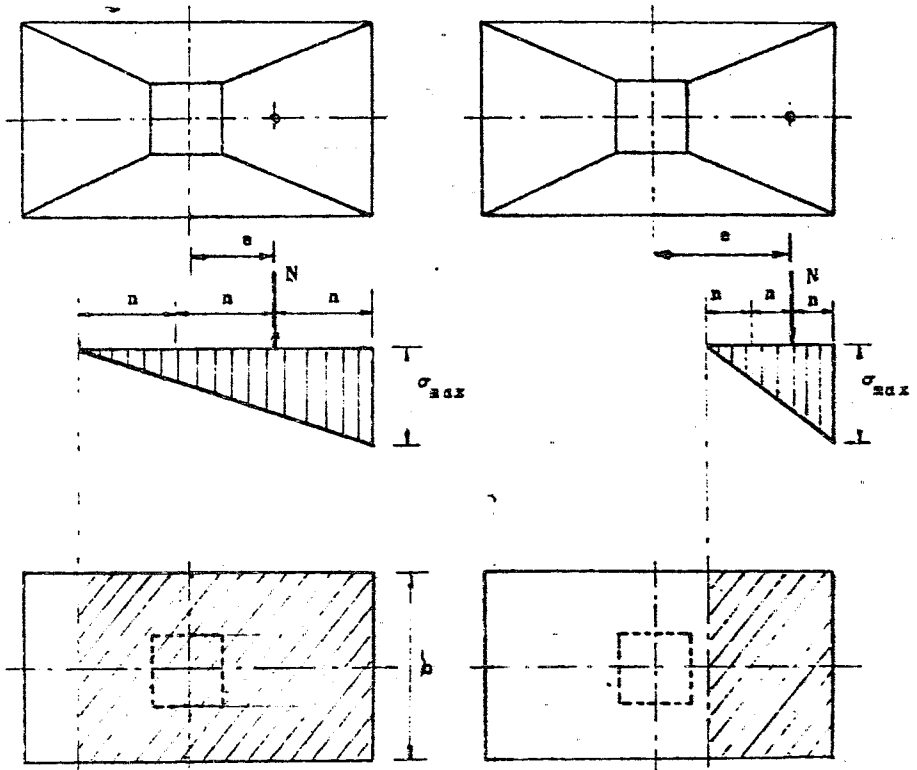


Fig. 7-4.

di risolvere graficamente con uno o piu' tentativi il problema della ricerca dell'asse neutro e del diagramma delle pressioni.

Nel caso, piu' semplice, di base rettangolare e centro di pressione agente lungo una mediana la posizione dell'asse neutro e della sollecitazione massima e' facilmente determinabile (fig. 7-4).

Il piinto e' ovviamente sollecitato dalle stesse

pressioni del terreno di segno opposto alle precedenti. Si determinano le caratteristiche di flessione e taglio nel plinto secondo schemi semplificati che di volta in volta si scelgono nel modo piu' opportuno; generalmente i massimi effetti si hanno all'attacco del plinto con il pilastro.

Alla casistica molto vasta si provvede adottando, con opportuni tagli ideali, modelli analoghi a quelli gia' indicati per il plinto simmetricamente caricato.

7.4. Plinti zoppi

Un caso particolare che e' opportuno trattare con maggiore attenzione e' costituito dai "plinti zoppi" che talora, inopportunamente, vengono adottati in prossimita' del perimetro per non invadere il suolo adiacente di proprieta' aliena.

E' bene dire subito che si tratta di una struttura irrazionale dal punto di vista statico; infatti, nella ipotesi che il carico agisca secondo la verticale eccentrica del pilastro, la distribuzione delle sollecitazioni sulla base sarebbe quella indicata in figura 7-5 e gran parte della base sarebbe inerte.

Come si vede anche dalla fig. 7-6, sempre nella ipotesi che il carico agisca secondo l'asse del pilastro sarebbe inutile assumere larghezze del plinto maggiori di 1,5 volte la larghezza del pilastro; anzi si vede che riducendo la larghezza trasversale del plinto al di sotto di tale valore la sollecitazione massima diminuisce e presenta un minimo quando il plinto ha la stessa larghezza del pilastro: il tratto compreso

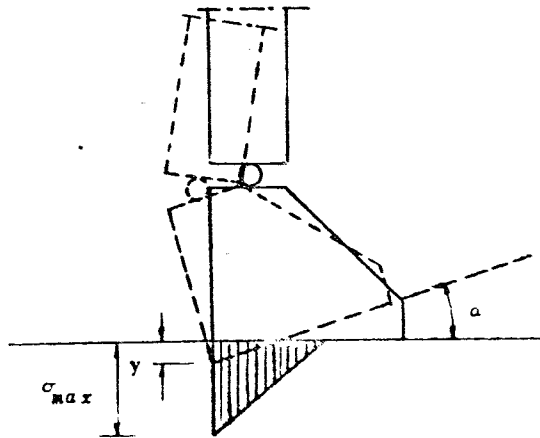


Fig 7-5

tra A' e A corrispondente ad una larghezza minore del pilastro, non ha significato pratico.

Se allo sforzo normale si accompagnano momenti flettenti e sforzi di taglio agenti al piede del pilastro la distribuzione delle pressioni si modifica.

Infatti solo se il carico trasmesso dal pilastro e' verticale ed e' applicato a mezzo di una cerniera all'attacco con il plinto, il diagramma e' quello indicato in fig. 7-5; in tal caso il plinto presenterebbe la deformazione illustrata dalla stessa fig. 7-5, in cui la rotazione α dipenderebbe dalla costante c di sottofondo, attraverso la relazione:

$$\alpha = \frac{2N}{9 B u^2 c} \quad (c = \frac{\sigma}{y})$$

espressa come rapporto tra il cedimento massimo ($y = \frac{\sigma}{c}$) che si verifica in corrispondenza dello spigolo esterno del plinto e la larghezza ($3u$) dell'area reagente.

Se, come avviene in realta', non esiste alcuna cer

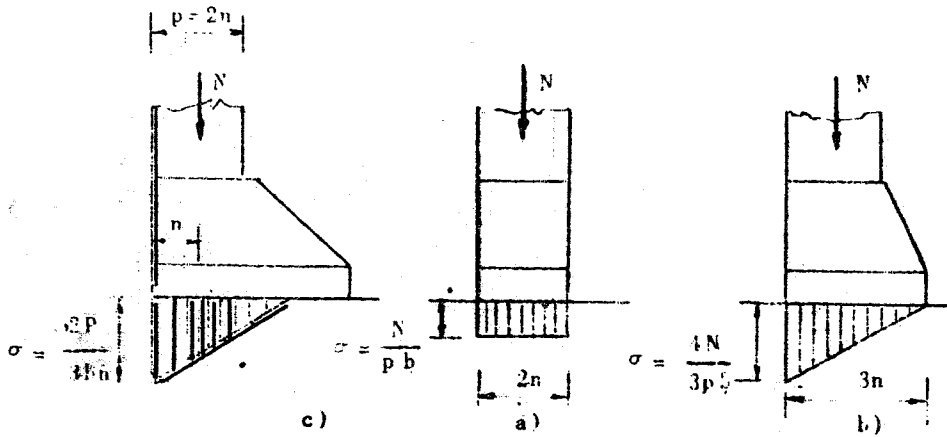
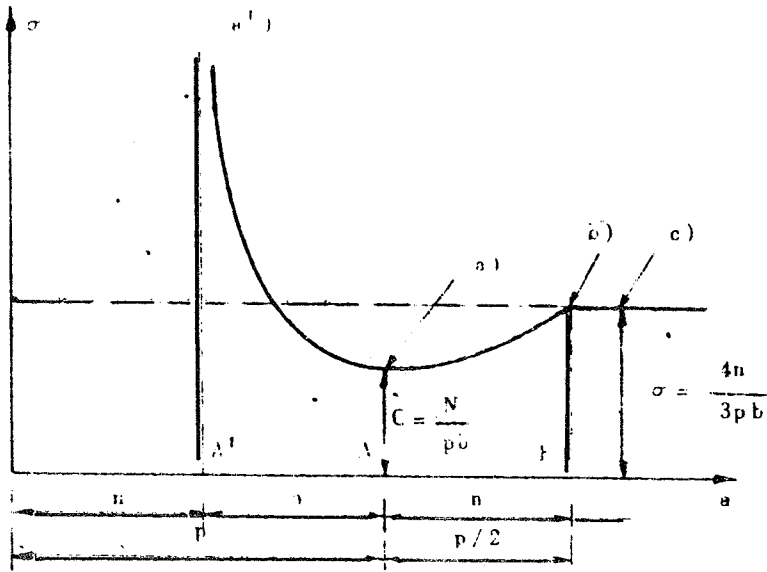
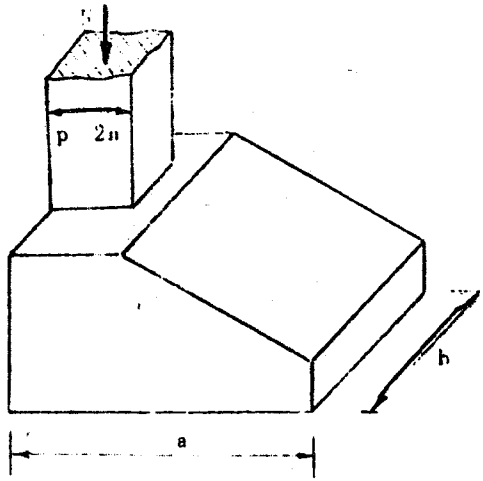


Fig 7.6

niera nella sezione di attacco tra plinto e pilastro, si destano ivi momenti e tagli atti ad imporre il rispetto della congruenza (fig. 7-7).

La soluzione del problema presenta, dal punto di vista quantitativo, difficoltà rilevanti connesse principalmente al valore da assegnare alla costante di sottofondo (c); dal punto di vista qualitativo invece è chiaro che il momento, ed il taglio che si destano

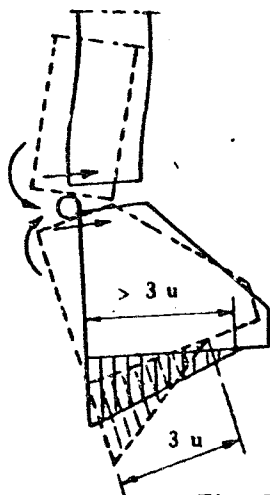


Fig. 7-7

tendono a centrare la risultante del carico rispetto alla base del plinto ovvero a spostare il suo punto di applicazione verso l'interno dell'edificio. Le condizioni di lavoro del piano di posa migliorano ma, contemporaneamente, si aggravano le condizioni di lavoro del pilastro, che è sollecitato a pressoflessione invece che a pressione semplice: nasce quindi la necessità di controllare che nel pilastro la sollecitazione che si desta non sia eccessiva e, al limite, determini una rottura al piede.

In definitiva in sede di progetto conviene indubbiamente evitare plinti zoppi, arretrando, ad esempio, il

pilastro all'interno dell'area dell'edificio e ricorrendo in elevazione a strutture a stalzo verso il confine (fig. 7-8).

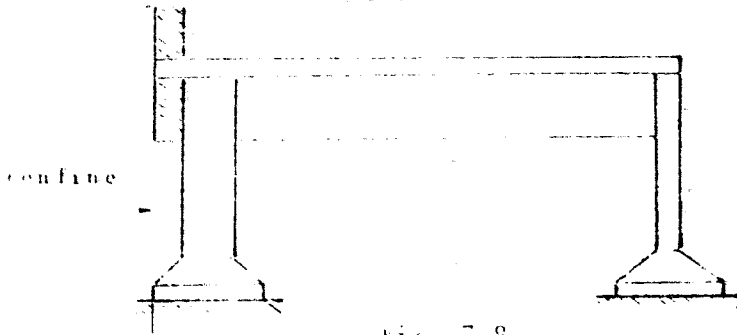


fig. 7-8

Nel caso invece che, in sede di verifica di una struttura già eseguita, le sollecitazioni del piano di posa o del pilastro risultino inammissibili, si può adottare il provvedimento (fig. 7-9) di rafforzare il

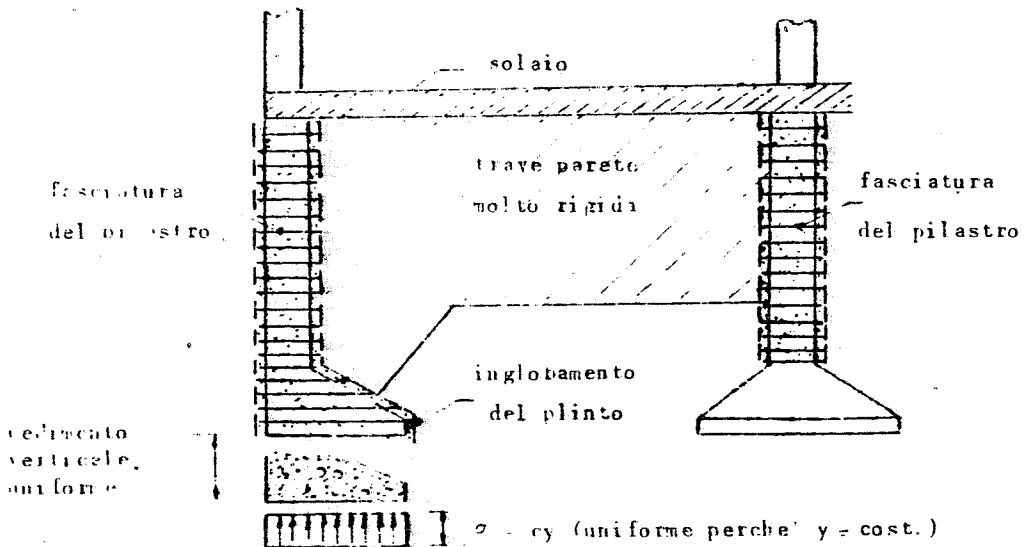


fig. 7-9

pilastro rendendolo capace di assorbire un momento flettente di entità tale da centrare il carico sulla fondazione; ciò avviene effettivamente se il rafforzamento conferisce al pilastro una rigidità tanto elevata da impedire al plinto ogni rotazione. Si ha così un netto miglioramento delle condizioni di lavoro del piano di posa sollecitato, al limite, dalla pressione uniformizzata su tutto il piano di $(\sigma = \frac{N}{A_{dt}})$ appoggio del plinto.

7.5.-Collegamenti tra i plinti isolati.

La fondazione di un edificio, costituita da plinti isolati, deve poter assorbire anche le spinte orizzontali, eventualmente trasmesse dall'edificio stesso; inoltre non possono escludersi difetti costruttivi nel singolo plinto o in un gruppo di essi (quali fuori-piombo dei pilastri, disuniformità nelle caratteristiche del suolo, alterazioni nel tempo delle caratteristiche meccaniche del piano di posa per cause esterne accidentali) il cui verificarsi, sia pure nel ciclo di normale manutenzione di un edificio, come si è detto, è un evento possibile e quindi prevedibile.

La probabilità di perturbazioni è molto ridotta se il piano di posa è profondo, oppure se è costituito da rocce compatte (tufacee, conglomerati stabili), oppure ancora da sabbie immerse permanentemente in acqua, mentre è molto maggiore se il piano di posa è superficiale ed è costituito da terreni sciolti. In questi ultimi casi come si è già detto allo

inizio, occorre approfondire convenientemente il piano di posa o ricorrere a fondazioni indirette. Tutto questo complesso di eventuali perturbazioni deve essere fronteggiato in limiti commisurati alla probabilita' che si verifichi l'evento. Tra i provvedimenti opportuni per conferire maggiore stabilita' alle fondazioni isolate e dirette si annoverano, innanzitutto i collegamenti orizzontali tra i plinti. Sul perimetro esterno, essi, spesso, si dispongono indipendentemente da tali considerazioni perche' hanno lo scopo di portare i muri di chiusura del piano terra(*). Il perimetro, del resto, e' certamente il piu' esposto a perturbazioni provenienti dall'esterno (fogne, condotte, traffico, ecc.). Una rete completa di travi, capace di realizzare vincoli mutui al piede dei pilastri e di contrastarne una eventuale tendenza a divaricamenti, diventa indispensabile in terreni molto sensibili a turbative, specie se dipendenti da infiltrazioni di liquido (fig. 7-10).

Infatti, in caso di dissesto del piano di posa, il pericolo maggiore e' rappresentato dalla possibilita' che il piede, oltre a cedere, si sposti trasversalmente e si verifichino rotture dei pilastri per pressoflessione. Infatti sarebbero molto elevati i valori del momento flettente nei pilastri per spostamenti relativi tra gli estremi, determinati dal fatto che in testa essi sono collegati tra loro dal primo solaio, mentre al piede, in mancanza di travi di collegamento, gli spostamenti potrebbero essere diversi in re-

(*) Le murature perimetrali di chiusura, se fondate direttamente a quota piu' alta del piano di posa dei plinti, presenterebbero inevitabilmente cospicue lesioni di assestamento.

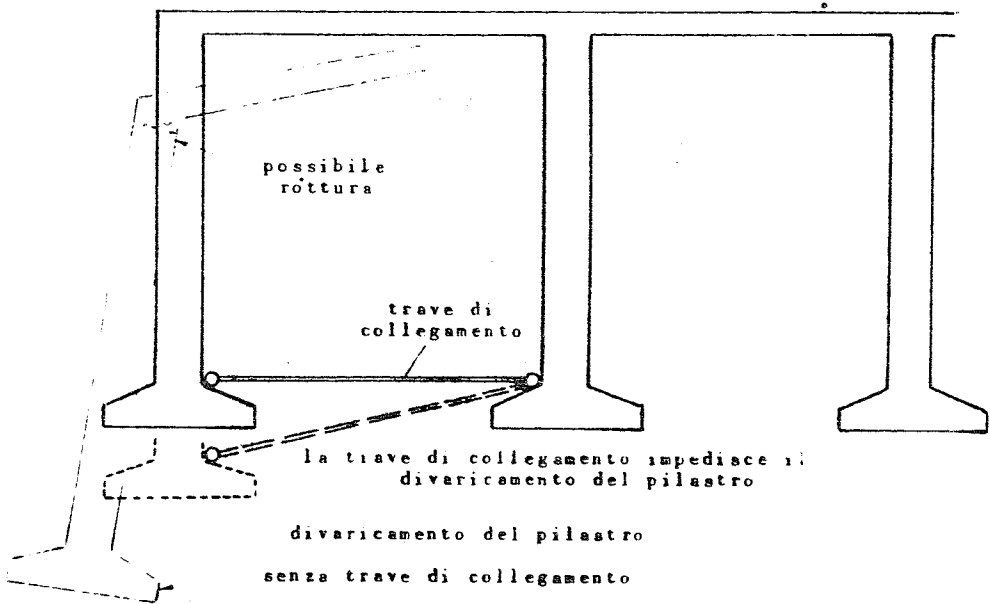


Fig. 7-10

relazione allo stato di dissesto del piano di posa.

Ovviamente non si possono però evitare, con travi di collegamento di normali dimensioni, disuniformità dei cedimenti verticali; se questi sono prevedibili con molta probabilità, si dovrebbero adottare travi molto rigide (pareti) disposte in più direzioni e quindi, estendendo tale criterio a tutti i pilastri, una struttura scatolata di travi "parete" poggiate su plinti isolati. Questo schema può presentare notevoli vantaggi anche rispetto a quello di fondazione continua su travi rovesce, che si considera nel successivo paragrafo.