desta nei tre ferri piegati: analiticamente esso è:

$$\sigma A_m = \frac{2{,}135 \times 200 \times 30}{2 \times \sqrt{2}} = 4542$$

essendo $A_m = cm^2\ 3.32$ risulta

$$\sigma = \frac{4542}{3.32} = 1368$$

valore evidentemente eccessivo.

Volendo fare assegnamento su di una resistenza a trazione di soli 900 Kg/cm^2 occorrerà determinare quel valore $\tau_1 = A'B$ (vedi figura) tale che l'area $BA'C'$, moltiplicata per 6 dia $900 \times A_m = 2988$.

Risulta $\tau_1 = 1.7$.

Dividiamo il triangolo $A'BC'$ in tre parti equivalenti e ripieghiamo i ferri in modo che il loro prolungamento passi il baricentro delle aree parziali ottenute.

La rimanente parte del diagramma ABC, non assorbita dai ferri piegati si farà assorbire da staffe ed osservando che lo sforzo $\tau_0 = \tau_{max} - \tau_1$ al quale esse resistono (escluso un breve tratto centrale), è uniforme, esse si disporranno equidistanti.

Il loro numero N è dato, se si usano staffe da 6''' con 2 sezioni resistenti, da:

$$(2{,}135 - 1{,}7) \times 200 \times 30 = N \times 2 \times 0{,}28 \times \frac{4}{5} K$$

Si disporranno nella semitrave 6 staffe.

Tracciamo ora il diagramma del momento resistente avvalendoci della formula

$$M_r = K A_m \left(h' - \frac{y}{3}\right)$$

in cui $K = 1050\ kg/cm^2$.

Ricaviamo i valori di M_r nelle varie sezioni in cui si è ripiegato un tondino verso l'alto per assicurarci che il diagramma del momento resistente inviluppa quello del momento flettente (vedi figura) in 6).

I diversi valori di M_r, nei quali la y è stata calcolata trascurando l'armatura nella zona compressa, sono:

$$1050 \times 6{,}78 \times \left(50 - \frac{13{,}1}{3}\right) = 325338$$

$$1050 \times 5{.}65 \times \left(50 - \frac{11{,}97}{3}\right) = 272954$$

$$1050 \times 4{.}52 \times \left(50 - \frac{10{,}62}{3}\right) = 220499$$

$$1050 \times 3{,}32 \times \left(50 - \frac{8{,}31}{3}\right) = 164643$$

Generalità sui solai.

I solai in cemento armato sono quasi sempre costituiti secondo il sistema Hennebique, il quale è caratterizzato dall'armatura di ferro situata nella parte inferiore delle travi o delle solette nel tratto mediano della portata, e rialzate per metà presso gli estremi della portata, mentre l'altra metà dell'armatura si prolunga per tutta l'estensione della portata stessa.

La soletta è una lastra di spessore variabile tra 8 e 16 cm. la quale costituisce l'elemento essenziale del solaio. e può essere semplice, oppure rinforzata da un subordine di nervature sottostanti disposte colle loro lunghezze nel senso della minore dimensione dell'area, per lo più rettangolare, da coprire col solaio, oppure da due ordini di nervature tra loro, per lo più, ortogonali, le quali quindi si distinguono in nervature secondarie, che son destinate a sopportare il carico della soletta. ed in nervature principali, che son destinate a sopportare i carichi ad esse trasmessi dalle nervature secondarie.

Per lo più la soletta è armata con tondini di un solo ordine disposti normalmente alle nervature secondarie -

Al solito la distanza netta minima tra i ferri di armatura e la superficie esterna più vicina del getto di calcestruzzo non deve essere inferiore a cm: 1.5.

I ferri dell'armatura che si ripiegano verso l'alto presso l'estremità della trave vengono così foggiati che il tratto è unito al tratto pure orizzontale inferiore presso la mezzeria. con un tratto obliquo, con inclinazione di 2 o 3 di base per uno di altezza, in modo poi che il punto di mezzo di tale tratto obliquo disti dall'appoggio più vicino di circa $\frac{1}{4}$ della portata.

Ciò vale sia per le nervature, sia per le solette.

Se la sezione dei ferri rialzati sugli incastri non è sufficiente, ad essi si affiancano altri ferri opportunamente piegati (cavalli) i quali possono essere anche prolungamenti dei ferri d'armatura di una campata adiacente.

Ciò si pratica sempre nelle solette e talora anche nelle travi o nervature.

Poichè il getto di un solaio con nervature costituisce un tutto monolitico, si può fare assegnamento su una buona solidarietà della soletta con le nervature, e perciò la sezione resistente di una nervatura con la sovrapposta soletta risulta a forma di T; e la larghezza del tratto di soletta da ritenersi solidale con la nervatura si fissa con criteri pratici che specificheremo tra breve.

Tanto le solette quanto le nervature si considerano come incastrate imperfettamente sugli appoggi. Poichè l'incastro notoriamente diminuisce il valore del momento massimo in mezzeria della trave (o dell'elemento di soletta, che si considera come trave) per calcolare la sezione resistente in mezzeria si fa la cosidetta *ipotesi del semi-incastro*, cioè, per un carico uniforme di intensità totale Q, si ritiene il momento massimo in mezzeria uguale a $\frac{Ql}{12}$; (se l'incastro fosse perfetto tale momento sarebbe: $\frac{Ql}{24}$) mentre invece, quando si debba calcolare la sezione di incastro si fa l'ipotesi dell'incastro perfetto, poichè esso potrebbe verificarsi per particolari condizioni di posa o di carico; e perciò si ritiene il momento flettente uguale a $\frac{Ql}{12}$.

Si noti che i carichi esterni i quali si devono ritenere applicati al solaio sono quegli stessi che la pratica suggerisce per i solai d'altro tipo e che si trovano su tutti i manuali. In più bisognerà valutare il peso proprio delle varie parti del solaio il quale si può calcolare esattamente solo quando la struttura corrispondente è già stata progettata: per le strutture ancora da progettare invece il peso proprio dovrà essere valutato per approssimazione, per analogia con altre costruzioni dello stesso tipo; salvo poi a verificare e ritoccare i calcoli, quando si sian già ricavate, in prima approssimazione, le dimensioni della struttura (soletta o trave) che si progetta.

Premesse così alcune norme d'indole generale, vediamo come si possa calcolare la soletta prima e poi le nervature.

Calcolo statico dei solai

Nel fare calcoli di verifica o di progetto relativi a solai, conviene considerare separatamente le solette e le nervature.

2) **Solette** – Per calcolare la resistenza di una soletta armata secondo il sistema Hennebique in una sola direzione (normale a quella delle nervature) conviene studiare la resistenza di una striscia di soletta di larghezza arbitraria, da fissare però una volta tanto, per esempio di larghezza 1 m.

Di solito i solai si calcolano in base ad un carico uniformemente distribuito, la cui intensità si sceglie secondo la speciale destinazione del solaio e che nei casi più comuni può esser compreso tra 200 e 500 Kg/m².

Il peso proprio della soletta si potrà valutare fissando ad occhio un valore di tentativo del suo spessore, salvo poi a correggere il risultato in base al valore calcolato. Il peso specifico del calcestruzzo di cemento si può ritenere compreso tra 2200 e 2400 Kg/m³.

Per calcolare il momento nella sezione di mezzo della striscia di soletta considerata come trave è prudente riguardare questa come solo parzialmente incastrata agli estremi, ossia si fa la così detta ipotesi del semi incastro, ritenendo che il momento flettente in mezzeria sia $M_m = \frac{1}{12} Ql$, ove Q è il carico totale sopportato dalla striscia di soletta presa in esame ed l è la sua portata ossia la distanza tra i relativi appoggi, che possono essere i muri perimetrali o le nervature del solaio.

Per calcolare, invece, le sezioni di estremità, conviene fare l'ipotesi dell'incastro perfetto, il quale può essere, in circostanze speciali, realizzato, come per es: in adiacenza di una nervatura, quando le due campate della soletta contigua sono uguali ed ugualmente caricate: perciò si dovrà assumere per momento d'incastro:

$$-M_A = \frac{1}{12} Q l$$

Se la campata di soletta ad un estremo si deve considerare come semplicemente appoggiata (come accade per es. sul perimetro di un solaio in uno degli ultimi piani di un edificio, ove per deficienza di peso di muro perimetrale soprastante non si può fare assegnamento su di un incastro efficace), e se l'altro estremo si deve ritenere incastrato (per es. sopra una nervatura), in tale incastro si deve ritenere agente un momento

$$-M_A = \frac{1}{8} Q l .$$

Il calcolo della sezione resistente in mezzeria si fa colle formule (264) ponendo M_m in luogo di M ed al posto di b ponendo la larghezza della striscia di soletta presa a considerare; tale larghezza qui si è supposta 1 metro, e perciò noi dovremo porre $b = 100$ cm. E dobbiamo qui osservare, una volta per tutte, che nelle formole (264), le dimensioni lineari nei dati e nei risultati si devano intendere espressi in cm.

Trovata la A_m, sarà bene realizzarla con un certo numero di sezioni di tondini, che sarà opportuno fare intero sul tratto largo un metro, e compreso tra 4 ed 8; dovendo ben inteso scegliere tale numero tanto più grande, quanto più grande è A_m, allo scopo di evitare dei tondi di diametro eccessivo.

Calcolato h' si dedurrà l'altezza h totale della soletta aggiungendo il δ per il ricoprimento del ferro, compreso tra 2 e 4 cm. ed arrotondando in modo che la h risulti espressa da un numero intero di cm. Per la sezione di incastro si rialzano verso l'estradosso metà dei tondini alternativamente, ed ai tondi rialzati si affiancano i cavalli, in modo che in detta sezione l'area del ferro nella zona tesa è uguale a quella del ferro nella sezione di mezzeria.

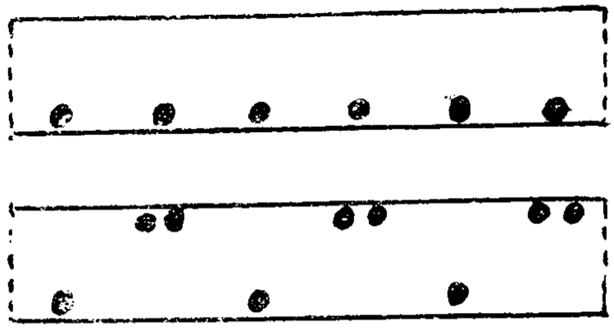
Perciò, se la soletta si deve ritenere incastrata alle estremità, la sezione d'incastro dovendo resistere ad un momento minore di quella in mezzeria, ed avendo la stessa sezione metallica nella zona compressa, risulterà esuberante, e non ci sarà bisogno di verificarne la stabilità.

Se invece, nel caso, citato sopra, in cui ad uno degli estremi manca l'incastro, occorre tener conto nell'altro estremo, di un momento d'incastro = $\frac{1}{8}$ $\mathcal{Q}l$, allora converrà verificare la sezione della soletta già progettata, e tale verifica si fa colle formule (266), (270), e (271) studiate più sopra per la sezione con doppia armatura metallica.

Se si trovassero delle σ_c e σ_m troppo grandi, si potrebbe aumentare la sezione metallica nella zona tesa adottando dei cavalli a sezione più grande, e ripetere la verifica finchè questa dia dei risultati soddisfacenti: oppure si potrà fare il calcolo di progetto della sezione di incastro col metodo più rigoroso indicato a pagina 423, colle relazioni (276) e (277). Allora se la sezione d'incastro risulta di altezza maggiore di quella di mezzeria, si può fare la soletta con mensola presso la nervatura, facendo nascere la soletta dalla nervatura con l'altezza calcolata per l'incastro, e poi facendo decrescere quest'altezza, per es. linearmente, con un'inclinazione di 2 o 3 di base per una di altezza fino a raggiungere l'altezza minore valevole per il tratto mediano della campata.

Ben inteso con queste variazioni di altezza si altera unicamente la forma dell'intradosso della soletta: l'estradosso deve restare rettilineo per costruire o portare il pavimento soprastante.

La figura seg.te mostra, di una soletta, in condi-



zioni normali la sezione in mezzeria e, rispettivamente, la sezione di incastro.

b) Calcolo delle nervature-

Alla resistenza a flessione di una nervatura coopera, come abbiamo già detto, anche una parte della soletta, con essa solidale, e nella pratica si ammette che partecipi efficacemente alla resistenza a flessione della nervatura una porzione di soletta, (simmetricamente disposta rispetto all'asse della nervatura) per una lunghezza b uguale alla minore delle 4 seguenti dimensioni: l'interasse delle nervature; sedici volte lo spessore della soletta; dieci volte la larghezza della nervatura; ~~4~~ volte l'altezza della trave, incluso lo spessore della soletta.

Queste grandezze sono per lo più date, o calcolate quando si deve progettare la sezione resistente della nervatura; talora però la larghezza della nervatura che diremo b_1 non è data, ma deve risultare dal calcolo della sezione d'incastro; in tal caso, (poichè d'altra parte conviene calcolare prima la sezione di mezzeria per fissare la sezione metallica che deve servire pure per l'incastro), si può scegliere per b la minore delle altre tre dimensioni che sono date: ed in tal caso $\frac{b}{8}$ costituirà un limite inferiore per b_1, e quando si calcoli poi b_1 si dovrà verificare saddisfatta la relazione $b_1 \geq \frac{b}{8}$.

Il calcolo diretto di progetto della sezione di mezzeria si fa anche in questo caso con un momento $= \frac{Ql}{12}$, col quale si tien conto dell'ipotesi di un semi-incastro.

Il carico Q sarà dato dal sopraccarico insistente sull'area di solaio sostenuta dalla nervatura, compresa tra gli assi di simmetria dei campi adiacenti, aumentato del peso proprio della soletta precedentemente progettata, e del peso proprio della nervatura, che si può valutare approssimativamente, salvo poi a correggere i risultati in base ad una valutazione più esatta, dopo aver stabilito le dimensioni della nervatura.

Poichè il momento flettente in mezzeria è positivo, la zona compressa è la parte superiore della sezione, in corrispondenza della soletta; e poichè il cemento ivi è già sollecitato per effetto della flessione della stessa soletta, occorre tener più basso il carico di sicurezza del cemento, ed assumere $K_c = 25\ Kg/cm^2$, $K_m = 1000\ Kg/cm^2$, e quindi $r = 40$; con tali valori le (260), (261) e (263) divengono rispettivamente:

$$\left.\begin{aligned} y &= \frac{1}{5} h \\ h' &= \frac{2}{3}\sqrt{\frac{M}{b}} \\ A_m &= \frac{1}{400} b h' \end{aligned}\right\} \qquad (280)$$

e notiamo che queste sono le analoghe delle (264)
Con queste formole si farà il calcolo della sezione di mezzeria, ponendo in luogo di b la larghezza della porzione di soletta che si considera collaborante colla nervatura.

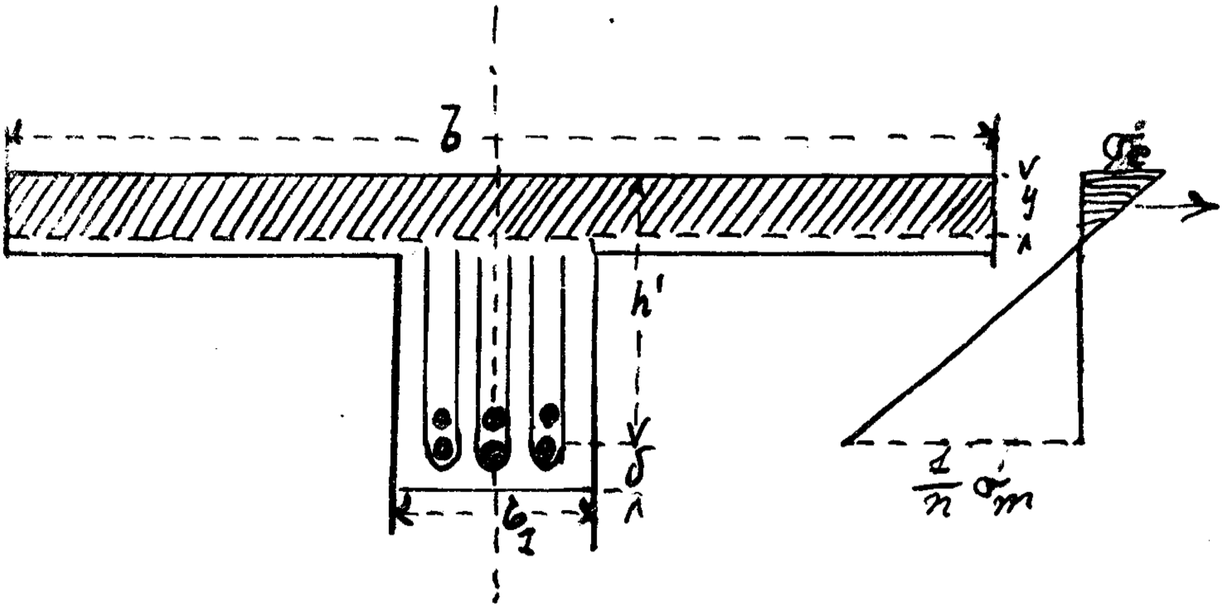
Per lo più si trova y minore dell'altezza della soletta, ed allora i risultati delle (280) sono attendibili; se invece si trovasse y maggiore dell'altezza della soletta, allora l'asse neutro taglierebbe la costola verticale della sezione a T; in tal caso si dovrebbe determinare la posizione dell'asse neutro per la sezione a T con una formola diversa dalla (257), ma ricavata in modo analogo, esprimendo che l'asse neutro è asse di separazione tra la zona di cemento compressa e quella inerte, ed in pari tempo asse baricentrico della sezione netta, e tenendo conto che in tal caso la zona compressa risulta di tutta la sezione della soletta, e di un tratto, incognito, della costola verticale. Tale calcolo si può direttamente applicare quando si voglia fare la verifica di una sezione già data.

Per il calcolo di progetto si potrebbero scrivere delle equazioni analoghe alle (258) , e combinandole con la (260) ricavare un'equazione analoga alla (261) per determinare h'; ma si troverebbe un'equazione di 3° grado in h', incomoda da risolvere numericamente; d'altra parte occorrerebbe fissare il valore di b_1, il quale deve poi soddisfare ad altre condizioni per la sezione d'incastro.

Perciò nei calcoli di verifica per semplicità si può trascurare la resistenza della piccola porzione di costola verticale compresa nella zona compressa, e ritenere l'asse neutro coincidente col bordo inferiore della soletta.

In un calcolo di progetto si può senz'altro fare in modo che l'asse neutro coincida col detto bordo inferiore della soletta, e perciò conviene assumere come altezza della soletta lo stesso valore di y calcolato colle (280), aumentando lievemente l'altezza trovata col progetto diretto; e notiamo che tale aumento è sempre molto piccolo nei casi più comuni della pratica: anzi, quando l'interasse tra le nervature è in arbitrio del progettista, questo potrebbe determinare tale interasse in modo che risulti l'altezza della soletta appunto uguale alla y relativa alla nervatura.

Per convincersi che ciò sia possibile basta pensare che per un dato sopraccarico per m² di solaio, e per una data portata delle nervature, crescendo lo



interasse λ tra le nervature. il momento flettente della soletta cresce prossimamente come il quadrato di λ, mentre, il momento flettente per la nervatura cresce prossimamente come λ stessa.

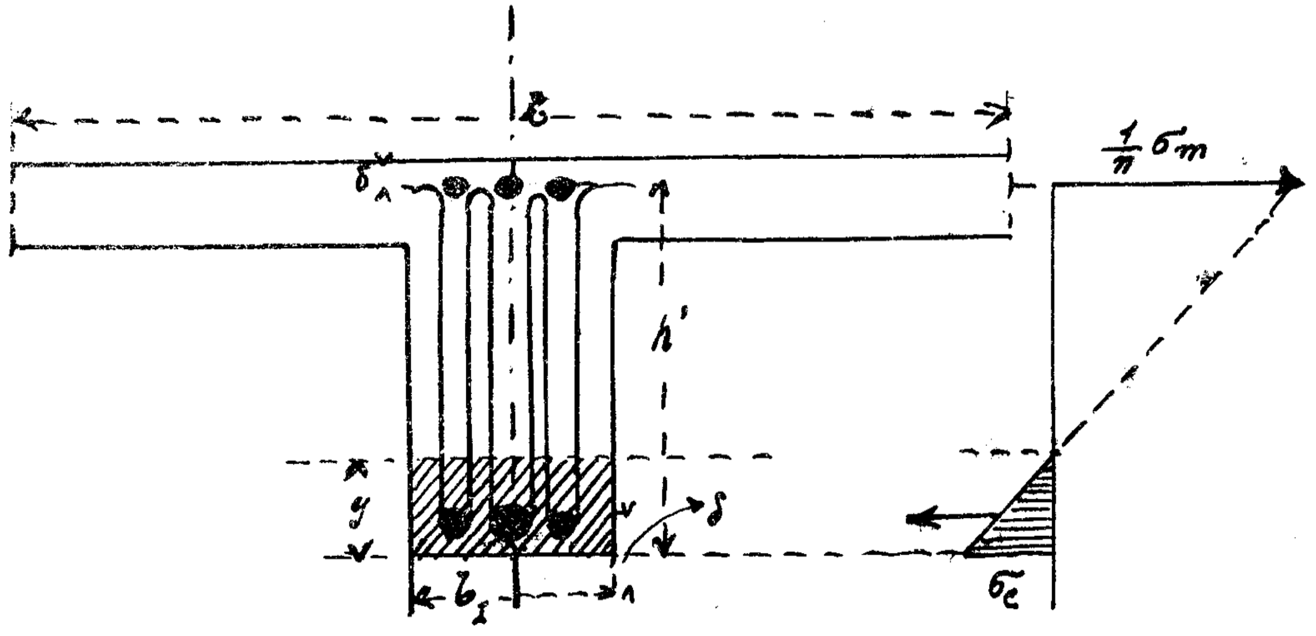
Calcolati gli elementi della sezione di mezzo della nervatura, l'area metallica si ripartisce in un certo numero di tondini, e conviene assumere un numero pari.

La figura prec. mostra la forma della sezione ora studiata, colla disposizione dei tondi ed anche delle staffe, delle quali abbiamo giá esposto il calcolo

; vi é pure accennato il diagramma delle tensioni interne presso le estremitá della trave; colle norme giá indicate per la soletta e proprie del sistema Hennebique, una metà dei tondi si rialzano verso l'estradosso, mentre gli altri si lasciano nella parte inferiore; così la sezione d'incastro risulta con doppia armatura metallica.

Perciò il calcolo della sezione d'incastro si dovrà fare nel modo indicato a pag. 492, seguatamente usando le equazioni (276) e (277) dalle quali si determineranno le due dimensioni h' b_1, notando che in questo caso la b_1 è la larghezza della nervatura. Le sezioni metalliche A_m ed A'_m nelle due zone della sezione saranno in questo caso uguali alla metà della A_m calcolata per la sezione di mezzeria. Inoltre, poichè nella sezione d'incastro la zona compressa è in basso e la soletta non coopera alla resistenza dell'incastro e poichè il cemento nella zona compressa è sollecitato soltanto per effetto della flessione della nervatura, si può tenere di nuovo più elevato il carico di sicurezza del cemento e porre $K_c = 35$ Kg/cm², e perciò $r = 30$, ed $y = \frac{1}{4} h'$.

Di solito l'altezza della nervatura in corrispondenza dell'incastro è maggiore di quella trovata in mezzeria, ed allora sugli incastri si costituiscono le mensole colle norme indicate sopra per la soletta.



Nella figura prec. si ha la rappresentazione schematica di una sezione d'incastro, colle staffe, e col relativo diagramma delle tensioni interne.

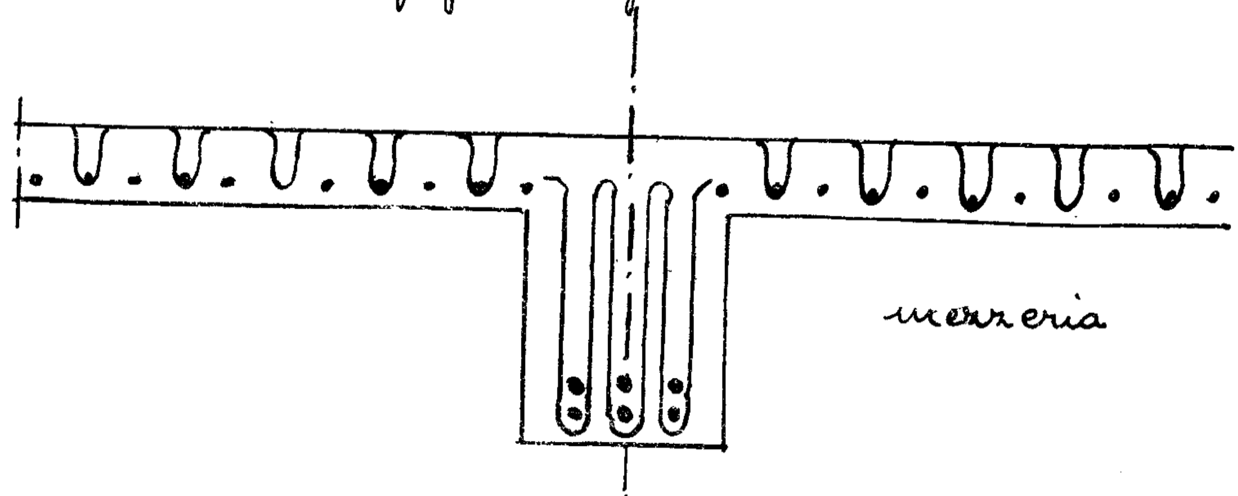
Se il solaio deve avere un doppio ordine di nervature, allora, calcolate come si disse sopra le nervature secondarie, si passa al calcolo delle nervature principali che si fa in modo perfettamente analogo a quello delle secondarie, coll'avvertenza di considerare come cooperante colla nervatura una porzione di soletta di larghezza uguale a circa 20 volte lo spessore della soletta stessa.

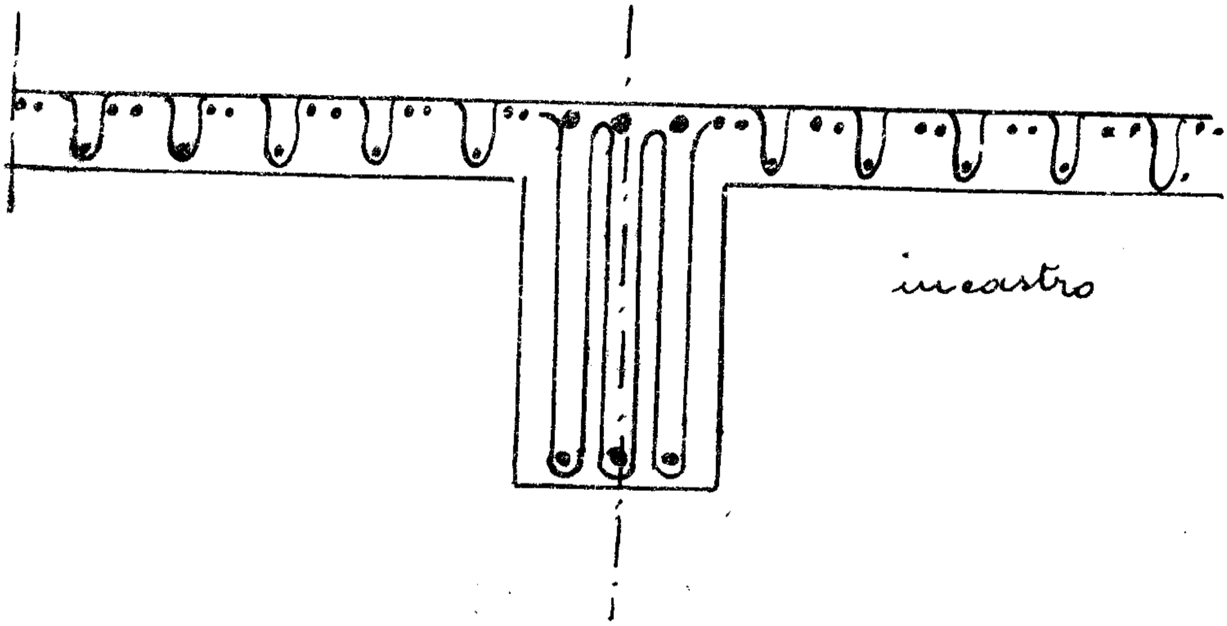
Sarà opportuno ritenere che il carico soprastante venga trasmesso alla trave principale suddiviso in spinte concentrate in corrispondenza delle ner-

nervature secondarie, come già si disse sopra.

Per quanto riguarda i valori dei momenti flettenti, converrà fare sempre l'ipotesi del semi-incastro perchè non si potrà fare affidamento su un incastro perfetto alle estremità; perciò per il calcolo della sezione di mezzeria si potrà assumere un momento circa doppio di quello che ivi si avrebbe nell'ipotesi dell'incastro perfetto; per le sezioni di estremità si adotterà un momento uguale a circa $\frac{2}{3}$ di quello corrispondente all'incastro rigido.

Le due sezioni ora citate avranno forme del tipo riprodotto nella figura seguente.





Il calcolo delle staffe si fa nel modo indicato più sopra; e si armano con staffe tanto le solette, quanto le nervature. Noteremo che si pongono di solito più staffe in una stessa sezione, ma che là dove, essendo piccolo lo sforzo di taglio, la distanza tra due gruppi di staffe consecutive diventerebbe troppo grande, per es. maggiore di 45÷50 cm., allora conviene sfalsare, nel senso della lunghezza della trave, le staffe di uno stesso gruppo, in modo da diminuire congruamente la distanza longitudinale delle staffe stesse.

Pressione eccentrica (Pressione e flessione).

Se un solido prismatico, o che si possa considerare come tale, in cemento armato, è soggetto ad uno sforzo normale eccentrico, tale però che il centro di spinta cada nell'interno del nocciolo centrale della sezione completa, ridotta in cemento, allora tutti gli elementi della sezione sono sollecitati da sforzi elementari di compressione tutta la sezione è reagente ed il comportamento del solido è analogo a quello dei solidi omogenei.

Il calcolo statico si può fare allora colle formule ben note della pressione a flessione, per esempio con quelle che deducano le tensioni unitarie dei momenti di nocciolo.

Se invece il centro di spinta cade fuori del detto nocciolo centrale, allora una parte della sezione dovrà resistere a sforzi di tensione, e per il calcolo di stabilità (non per quello delle deformazioni) si dovrà prescindere dalla resistenza del cemento a trazione, considerando come reagente, nella zona tesa, il solo ferro.

Perciò occorrerà determinare l'asse neutro n anche qui come asse di separazione tra la zona di cemento reagente e quella inerte.

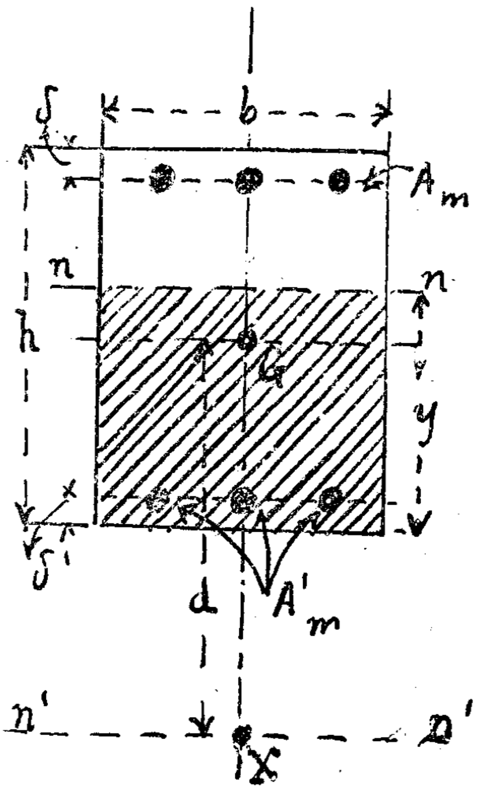
Ora è noto che le tensioni unitarie sono proporzionali alle distanze dei punti in cui si esercitano dall'asse neutro n, e quindi le tensioni elementari sono proporzionali ai momenti statici dei vari elementi rispetto all'asse n stesso. Perciò l'asse neutro n deve essere tale che il baricentro dei momenti statici degli elementi di area della sezione rispetto all'asse n stesso, coincida col centro di spinta.

Questa condizione basta ad individuare l'asse neutro n, quando sia dato il centro di spinta, che diremo X.

Tale determinazione, molto complessa in generale, si può spesso eseguire per tentativi: ma si semplifica notevolmente in un caso, che è anche quello di gran lunga più comune nelle applicazioni: il caso in cui, il centro di pressione cade su un asse di simmetria della sezione, di modo che si possa ritenere a priori che l'asse neutro sia normale al detto asse di simmetria. In tal caso, nota già la direzione dell'asse n, basta determinarne la posizione. Ciò si può fare analiticamente o graficamente realizzando la condizione che sia nullo il momento di secondo ordine (o centrifugo) della sezione "netta" (ridotta, ben inteso, tutta in cemento), rispetto all'asse n (incognito), ed un asse n' parallelo ad n condotto per il centro di pressione X.

Per esempio proponiamoci di trovare l'asse neutro per una sezione rettangolare di lati b ed h sollecitata da uno sforzo normale di compressione applicato in un punto X della media parallela al lato h, a distanza d dal baricentro G del rettangolo: la sezione sia armata con tondi, situati simmetricamente rispetto al centro e diciamo A_m l'area complessiva di quelli che si troveranno nella zona tesa ed A'_m l'area di quelli della zona compressa (più prossimi al centro di spinta X); e siano δ e δ' le rispettive distanze dai lati b più vicini (v. figura.)

Indichiamo con y l'altezza della zona di cemento reagente, ossia la distanza tra l'asse neutro n ed il lato b più vicino ad X; e sia n' l'asse condotto per X parallelamente ad n.



Esprimendo analiticamente che deve essere nullo il momento di secondo ordine (centrifugo) della sezione "netta,, rispetto ai due assi n ed n' si trova l'equazione seguente:

$$\frac{by^2}{2}\left[d-\left(\frac{h}{2}-\frac{y}{3}\right)\right]+$$

$$+nA'_m(y-\delta')\left[d-\left(\frac{h}{2}-\delta'\right)\right]-$$

$$-nA_m(h-y-\delta)\left(d+\frac{h}{2}-\delta\right)=0 \qquad (281)$$

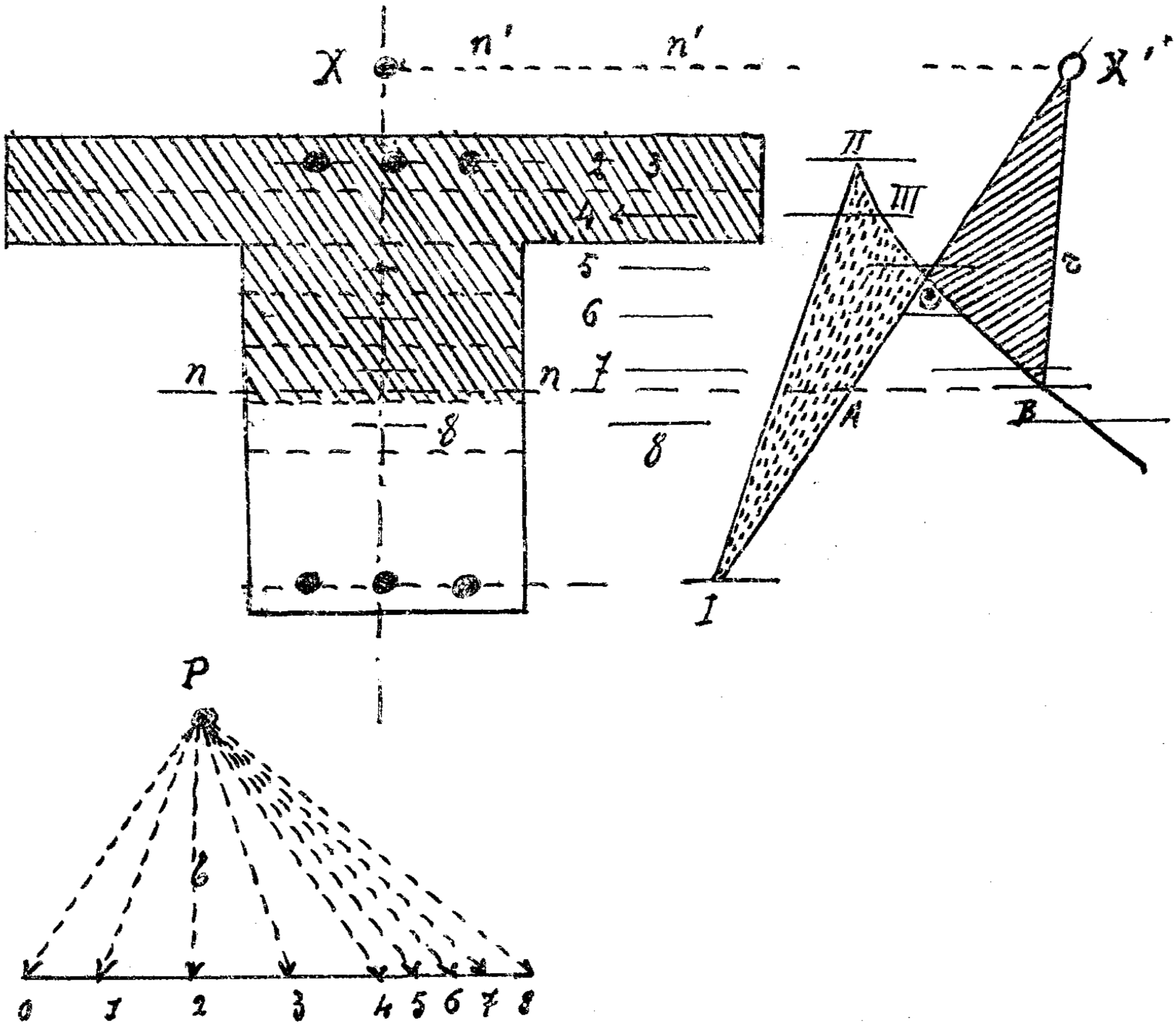
Essa è di terzo grado in y e si può risolvere coi metodi noti, ed anche per tentativi e successive approssimazioni, col vantaggio di evitare senz'altro le due radici prive di significato per il problema concreto: perciò giova osservare che, come risulta pure dalla figura, al crescere di y crescono i due termini positivi nel 1° membro della equazione, mentre diminuisce, il termine negativo.

La ricerca dell'asse neutro si può fare pure per via grafica, con vantaggio nei casi delle sezioni di forma comunque complessa, con una costruzione analoga a quella nota per le sezioni di muratura.

Essa è eseguita nella figura seg. per una sezione a T con doppia armatura:

Si divide l'area di cemento in sottili strisce con rette dividenti parallele alla direzione (già nota a priori) dell'asse neutro n; si riducono ad una data base queste aree, e quelle delle sezioni dei ferri d'armatura trasformate in cemento. Poi le misure di tutte queste aree, considerate come forze, si fanno agire nei rispettivi baricentri, parallelamente alla direzione di n; si costruisce pertanto una "retta delle forze" disponendo prima le aree delle sezioni metalliche nell'ordine in cui esse s'incontrano procedendo dal lembo teso della sezione verso quello compresso, e poi, di seguito, le aree delle strisce di cemento nell'ordine in cui si incontrano retrocedendo dal lembo compresso verso quello teso: è ovvio che sarà inutile introdurre le misure delle aree di cemento molto prossime al lembo teso, le quali certamente dovranno corrispondere alla zona inerte.

Ciò fatto, si connettono dette forze con un poligono funicolare, nell'ordine ora detto, (e tale poligono incontra di nuovo il primo lato in un punto che diremo C): indi sul primo lato di questo poligono si proietta il centro di spinta X parallelamente alla direzione delle forze (e dell'asse n) in un punto X'; allora si tira per X' una retta r, la quale sia retta di compenso per l'area racchiusa



tra il poligono funicolare ed il suo primo lato, cioè tale che l'area intrecciata complessiva racchiusa tra il poligono funicolare, il suo primo lato e la retta r, sia nulla (ritenendo ben inteso, secondo le convenzioni solite, come positiva o negativa detta area secondo che essa si trova alla destra ovvero alla sinistra di un osservatore, il quale percorra in senso ciclico il contorno dell'area stessa -

La determinazione della retta r si può fare agevolmente con pochi tentativi.

Nella figura prec. essa è determinata in modo che risultino eguali le aree (di segno contrario) X'BC (tratteggiata) e CIIIIIIC (punteggiata).

La retta r incontra il poligono funicolare in un punto B che appartiene all'asse neutro n, il quale resta così individuato. Ciò risulta da un teorema di Mohr, il quale afferma che se si misura l'area racchiusa tra il poligono funicolare di distanza polare b, il suo primo lato ed un dato asse parallelo alle forze, valutandone nella scala delle forze le dimensioni a queste parallele, nella scala delle lunghezze le altre, e se si moltiplica tale area per 2b, valutando questa distanza polare pure nella scala delle lunghezze, col prodotto si ottiene il momento d'inerzia delle forze rispetto al dato asse.

Questo teorema, che del resto si dimostra in statica grafica, discende dalle ben note proprietà del poligono funicolare.

D'altra parte il segmento AB misura, in base b, il momento statico rispetto all'asse n delle aree delle sezioni metalliche e dell'area di cemento compreso tra l'asse n ed il lembo compresso della sezione.

Se ne deduce facilmente che il centro X è il baricentro dei momenti statici della sezione netta reagente rispetto all'asse AB, il quale perciò è l'asse neutro n cercato. Su questa ricerca v. pure a pag. 155.

Trovato dunque l'asse neutro, per completare il calcolo statico della sezione occorre determinare le tensioni interne: e ciò si può fare esprimendo che la risultante di tutte le tensioni elementari interne deve fare equilibrio al carico normale esterno P (applicato in X), e tenendo presente che le tensioni unitarie sono proporzionali alle distanze dell'asse neutro, e che a parità di distanza si ha $\sigma_m = n\sigma_e$.

Si stabiliscono così delle formule molto analoghe a quelle viste più sopra nel caso della flessione; e perciò su esse non insistiamo più oltre.

Nel modo sopra detto si potrà dunque fare la verifica di stabilità di una sezione già data.

Dovendo invece fare un progetto si potrà procedere per tentativi fissando con criteri pratici una sezione, verificandola nel modo ora detto e modificandola successivamente fino ad aver ottenuta una sezione conveniente.

Nota - Calcolo approssimato delle sezioni a doppia armatura soggette a flessione.

A complemento di quanto si è detto