

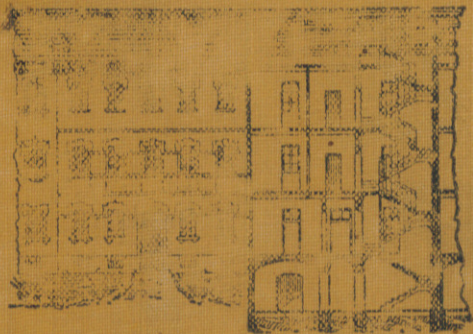
MANUALI HOEPLI

Ing. C. LEVI

FABBRICATI CIVILI DI ABITAZIONE

CON RIASSUNTI DEI
CAPITOLATI D'ONERI DELLE PRINCIPALI CITTÀ D'ITALIA

QUARTA EDIZIONE
CON 217 INCISIONI



MILANO - ULRICO HOEPLI - EDITORE

32. Solai in cemento armato. — Essi sono di recente introduzione, e, più che sopra ad ambienti ordinari di fabbricati civili, si adottano ed appaiono convenienti sopra a locali serventi per grandi negozi o saloni, o per cameroni di caserme, d'infermerie, di edifici industriali, ecc. L'im-

piego delle strutture di cemento armato in genere è basato sul concetto di associare convenientemente il ferro ed il calcestruzzo cementizio, tenendo conto della particolare resistenza del primo alla tensione, e del secondo alla compressione, della grande adesione che i due materiali hanno fra di loro, della eguaglianza del loro coefficiente di dilatazione termica, e della conservazione pressochè indefinita di cui sono suscettibili le barre di ferro completamente immerse nel calcestruzzo cementizio. Anche tali solai si possono distinguere in semplici e composti; i primi, applicabili sino alla portata di 4^m-5^m sono costituiti di sole *lastre* o *solette*; i secondi presentano sotto alle lastre uno o più ordini di *nervature*, le quali fanno l'ufficio delle travi maestre degli ordinari solai, colla differenza che, mentre dette travi debbono sopportare da sole il carico trasmesso dall'orditura dei travicelli, le nervature vengono a formare insieme con le solette come un tutto monolitico, egualmente interessato nelle varie sue parti alla resistenza alla flessione.

Per la costruzione dei solai in cemento armato è necessario preparare prima un'impalcatura, la quale è costituita di un robusto tavolato, con cassette corrispondenti alle nervature, in maniera da presentare la forma inferiore del getto; l'impalcatura è convenientemente sostenuta da ritti e puntelli; sopra di essa si mettono man mano in opera i ferri dell'orditura, in modo che sieno vincolati a stare nella posizione voluta, e si fa la gettata del conglomerato. Questo deve essere costituito di buoni materiali uniti nelle proporzioni volute, ed essere ben manipolato e pigiato; sono proporzioni frequentemente usate Kg. 300 di cemento a lenta con m³ 0.400 di sabbia e m³ 0.80 di ghiaietta, corrispondendo il tutto, impastato con acqua e ben pigiato, ad 1^{m²} circa di calcestruzzo.

I solai in cemento armato presentano rispetto ai solai metallici maggiore rigidità, resistenza e durata, e sono realmente incombustibili, mentre le travi in ferro pel forte calore di un incendio possono contorcersi, producendo la rovina anche dei muri; essi possono presentare anche un vantaggio economico in confronto alle strutture in ferro e voltine, quando si tratti di solai a grandi dimensioni, e soggetti a carichi assai forti.

a) *Solette semplici.* La soletta tipo *Monier* (fig. 84) che

è la prima entrata nell'uso pratico, consiste in una lastra di calcestruzzo nella quale è immersa, in prossimità della faccia che per la flessione risulta tesa, una rete a maglie quadrate, formata di due sistemi di barre tonde o quadre di piccolo spessore. Il sistema inferiore, più robusto, comprende le *barre di resistenza* (a), che vengono disposte nel senso della portata della lastra, hanno dimensioni dipendenti dalla portata e dal carico, e scartamento compreso tra 5 e 10 cm. Il sistema superiore comprende le *barre di ri-*

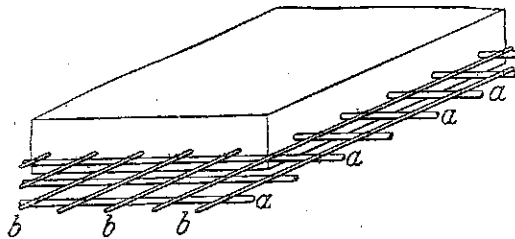


Fig. 84.

partizione (b), le quali hanno lo scopo di ripartire i carichi sulle barre sottostanti, di tenere queste alle distanze fissate, e di impedire lo scorrimento fra il conglomerato ed il ferro; esse hanno diametro di 3 a 6 mm. In taluni punti d'intersezione i due sistemi sono legati insieme.

Diversi costruttori introdussero modificazioni varie in questo tipo fondamentale di soletta armata, e fra i tipi derivati merita speciale menzione la soletta *Hennebique*. Questa soletta, rappresentata in pianta e sezione longitudinale dalla fig. 85, è costituita di una lastra di conglomerato, entro la quale è immersa a circa 2 cm. dalla faccia inferiore una serie di tondini o barre di ferro, messi paralleli, allo stesso livello, e ad eguali intervalli. Poichè le solette messe in opera nei solai risultano incastrate o semi-incastrate agli estremi, ed in corrispondenza di questi quindi l'inflessione dà luogo a sforzi di tensione nella parte superiore, così le barre o tondini alternativamente sono, le une (a) diritte per tutta la loro lunghezza, e le altre (b) ripiegate al di là della

parte centrale verso l'alto, in modo da riuscire negli incastri prossime alla faccia superiore della lastra. Allo scopo di collegare bene l'ossatura metallica colla massa del conglomerato, e di resistere allo sforzo tagliante, si hanno inoltre delle *staffe* (*s*) di ferro piatto, di 2 mm. di spessore e 20^{mm}-30^{mm} di larghezza, le quali abbracciano per disotto le barre diritte, e si protraggono verticalmente come due braccia sin verso la faccia superiore; poichè generalmente gli sforzi taglianti decrescono dall'estremità verso il mezzo della portata, le staffe sono disposte ad intervalli crescenti

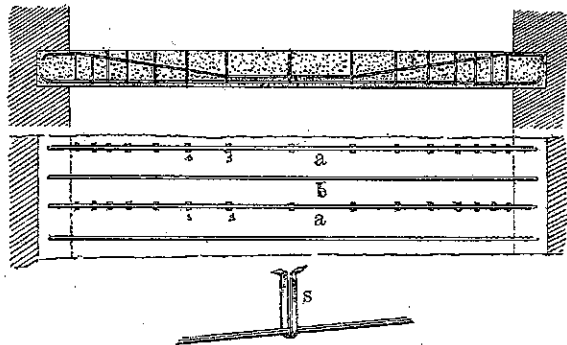


Fig. 85.

verso il mezzo. Lo spessore della soletta è più comunemente compreso fra 8 e 16 cm., le barre o tondini hanno diametri da 8 a 20 mm., e se ne collocano ordinariamente da 4 sino a 12 per metro di larghezza della soletta, preferendosi i diametri minori con piccoli intervalli.

Per i solai a solette semplici del tipo *Hennebique*, la seguente tabella permette di determinare in base alla portata della soletta, ed al sovraccarico per m² di solaio, lo spessore da adottarsi per la soletta stessa, la sezione complessiva delle sbarre di ferro occorrenti all'armatura per metro lineare di soletta, ed il peso proprio della struttura per m². Il carico di sicurezza alla compressione del calcestruzzo è

di Kg. 15 ÷ 25 per cm²; quello del ferro di Kg. 8 ÷ 10 per mm²; il peso per m² del calcestruzzo armato è di 2400 ÷ 2500 Kg. In generale non si ammette, per sicurezza, che il calcestruzzo lavori a tensione.

TABELLA XVIII.

Solai a semplice soletta.

Spessore della lastrone formante soletta in cm.	Peso proprio della struttura per m ² in kg.	Superficie in m ² complessiva delle sbarre di ferro, per metro lineare e per sovraccarico a m ² di kg.										
		Portata in met.										
		200	250	300	400	500	600	800	1000	1200	1500	
8	200	1.50	150	150	170	200	262	321	450	614	788	—
		2.00	276	321	370	500	687	842	1333	—	—	—
		2.50	543	670	780	1172	—	—	—	—	—	—
10	250	2.00	188	213	244	302	375	447	618	833	1240	1594
		2.50	342	390	452	580	733	900	1370	2060	—	—
		3.00	579	703	825	1083	1467	1912	—	—	—	—
		3.50	984	1224	1465	—	—	—	—	—	—	—
12	300	2.00	—	—	—	229	262	316	415	530	652	878
		2.50	260	300	335	413	500	585	800	1069	1379	2083
		3.00	432	495	551	700	873	1066	1550	—	—	—
		3.50	680	784	896	1192	1531	—	—	—	—	—
4.00	1052	1222	1455	2000	—	—	—	—	—	—		
14	350	2.00	—	—	—	187	218	250	320	391	477	616
		2.50	220	247	270	326	385	450	690	740	914	1230
		3.00	354	391	436	536	638	750	1014	1350	1750	—
		3.50	535	602	675	850	1041	1231	1761	2432	—	—
		4.00	786	906	1020	1304	1658	2054	—	—	—	—
4.50	1160	1350	1530	2052	—	—	—	—	—	—		
16	400	2.00	—	—	—	—	210	270	318	381	481	
		2.50	214	236	278	320	368	470	576	700	899	
		3.00	303	336	371	444	520	600	782	984	1220	
		3.50	454	504	564	680	800	942	1267	1650	2130	
		4.00	653	732	824	1016	1220	1555	2042	2800	—	
		4.50	983	1044	1181	1473	1823	2250	3375	—	—	
5.00	1293	1505	1716	2171	2812	3571	—	—	—			
5.50	1813	2137	2463	—	—	—	—	—	—			

Determinata la sezione complessiva delle sbarre di ferro, se ne fissa con opportuno criterio il diametro e quindi l'area, e con ciò riesce determinato il numero delle sbarre per metro lineare di soletta, e la loro distanza da asse ad asse.

Quanto alle staffe di collegamento, esse si mettono ad intervalli di $10 \div 15$ cm. in prossimità degli appoggi, e si crescono poi gli intervalli sino a $40 \div 50$ cm. verso il mezzo della campata.

b) *Solette con nervature.* Se nella lastra *Monier* si immaginano abbassate le barre di resistenza, restando al loro posto le barre di ripartizione, si ha il tipo più semplice di una lastra a nervature (fig. 86). Modificando l'armatura di

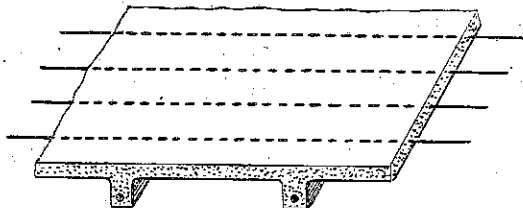


Fig. 86.

queste ultime si ottengono i diversi tipi di solai a nervature. Si preferisce in generale armare le nervature con ferri tondi, e quando è richiesta una grande resistenza, invece di impiegare per ciò una sola barra di grande diametro, se ne impiegano parecchie di diametro minore, generalmente compreso tra 15 e 40 mm.

Le nervature hanno sezione rettangola a spigoli smussati; la distanza tra le nervature successive non oltrepassa di regola $20 \div 25$ volte lo spessore della soletta, affinché questa concorra efficacemente in tutta la sua estensione alla flessione della nervatura. Perciò d'ordinario le nervature non distano più di $3^m \div 3^m.50$ da asse ad asse; entro questi limiti, poiché la gettata del conglomerato è unica per le solette e le nervature, e l'armatura delle primé è normale a quella delle seconde e si estende continua per due o più campate, si può ritenere nei riguardi della flessione che

ogni nervatura formi colle due mezze tratte di soletta adiacenti come un'unica trave a T.

L'armatura *Hennebique* per le nervature è analoga a quella della soletta, colla differenza però che barra diritta e barra piegata, invece di essere alternate sono accoppiate

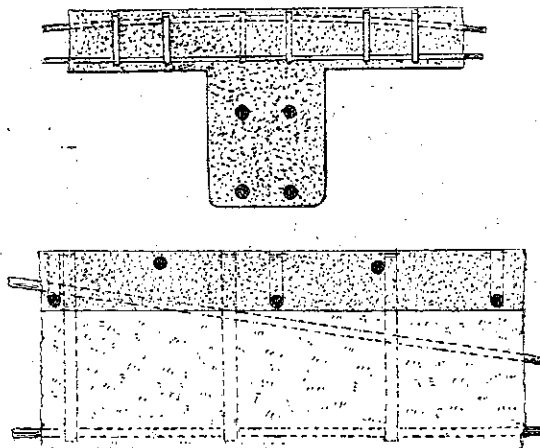


Fig. 87.

l'una sull'altra nel medesimo piano verticale; secondo la resistenza necessaria ciascuna nervatura presenta una o più di queste coppie di barre.

Le barre diritte sono poste a $2 \div 4$ cm. dalla faccia inferiore delle nervature; le altre sono poste circa 2 cm. al di sopra, corrono parallelamente alle diritte nella parte centrale della nervatura per circa $\frac{1}{3}$ della portata, e poi si ripiegano verso l'alto. La fig. 87 rappresenta in prospetto laterale e sezione trasversale una nervatura Hennebique colla relativa porzione di soletta, in prossimità di un'estremità, e quindi colle barre superiori già piegate al massimo verso l'alto.

Nei solai più importanti si hanno due ordini di nervature e travi; l'armatura delle travi secondarie, normali alle principali, si protrae oltre di queste per un certo tratto in modo da assicurare la continuità del sistema; sia le nervature che le solette si internano nei muri perimetrali di quanto è necessario per assicurare un buon incastro, e se ne ripiegano agli estremi le barre, ad angolo retto, o con biforcazione a coda di rondine, per ottenere maggior resistenza allo scorrimento.

L'altezza delle travi si tiene di regola tra $\frac{1}{25}$ ed $\frac{1}{10}$ della portata; la larghezza non è mai minore di cm. 12, e cresce colla portata ed altezza del trave, e col crescere del carico per metro lineare. Nota la portata del trave, fissatane la conveniente altezza (c) entro i limiti suindicati, e calcolato il carico per m. lineare di trave dovuto al peso della soletta ed al sovraccarico, si può praticamente determinare la larghezza (b) conveniente pel trave, in base alla seguente

TABELLA XIX.

Solai con nervature. (Dal Manuale COLOMBO).

Carico totale per m. lineare di trave kg.	Valori di b in cm. per:									
	Portata travi 3 m., e $c = \text{cm.}$					Portata travi 5 m., e $c = \text{cm.}$				
	12	15	20	25	30	20	30	40	50	60
500	17	12	12	—	—	12	12	—	—	—
1000	25	15	15	14	14	21	16	16	—	—
2500	—	24	22	23	21	34	32	27	25	—
5000	—	—	33	28	27	—	—	37	35	—
10000	—	—	—	45	41	—	—	—	60	50
	Portata travi 7 m., e $c = \text{cm.}$					Portata travi 10 m., e $c = \text{cm.}$				
	30	45	60	70	90	40	60	80	100	120
500	12	14	—	—	—	20	16	—	—	—
1000	17	20	18	—	—	27	24	20	—	—
2500	25	34	28	26	—	—	40	33	30	—
5000	—	—	43	40	—	—	—	50	42	—
10000	—	—	—	60	50	—	—	70	60	50

Fissata in base alla tabella la larghezza b , si calcola il peso proprio per m. lineare di trave; tale peso, aggiunto al carico già prima calcolato come gravante sul trave, dà il carico complessivo per m. lineare di trave, e moltiplicando questo per la portata L , si ha il carico totale Q uniformemente distribuito su tutto il trave. Riguardandosi le travi in cemento armato come semi-incastate agli estremi, il momento inflettente massimo nella sezione mediana si ritiene espresso da $\frac{Ql}{10}$, mentre sarebbe $\frac{Ql}{8}$ nel caso del semplice

appoggio, e $\frac{Ql}{12}$ nel caso dell'incastro perfetto. In base a tale momento massimo M si calcola l'armatura di tondini del trave.

Per tale calcolazione si suppone, con ipotesi favorevole alla stabilità, che la resistenza nella parte inferiore del trave inflesso sollecitata a tensione debba tutta essere data dai tondini dell'armatura, astrazione fatta dalla resistenza che può offrire il calcestruzzo, e che la resistenza nella parte superiore compressa debba tutta essere data dal calcestruzzo della soletta, che forma come l'ala del Γ . Ciò posto, si può ritenere, con supposizione non molto discosta dal vero, che la resistenza alla tensione sia concentrata nel piano mediano orizzontale dell'armatura di tondini, e quella alla compressione nel piano mediano orizzontale della soletta, sicchè le due resistenze parallele uguali e contrarie, formino una coppia, il cui braccio h è dato dalla distanza fra i detti due piani, ed il cui momento (momento resistente) deva uguagliare il momento inflettente M . Allora dividendo M per h si ha l'intensità F della resistenza che complessivamente deve essere offerta dai tondini, e fissato il diametro e l'area di ciascuno di questi, se ne determina il numero; a seconda del numero i tondini si dispongono in un sol piano, ovvero in due o talora in più piani.

In base alle tabelle ed ai calcoli suindicati, si può dunque con sufficiente approssimazione pratica stabilire le membrature componenti un solaio Hennebique di ordinarie dimensioni, salvo fare le verifiche con formole più rigorose; ciò appare meglio dal seguente

Esempio di calcolazione. Sia da stabilire il solaio in-

dicato in pianta dalla fig. 88, colle nervature o travi principali AB , CD , colle travi secondarie a_1 , b_1 , c_1 , d_1 , ecc. ed interposte solette. Il sovraccarico sia uniformemente distribuito, e della intensità di 300 Kg. per m^2 ; il peso per m^2 di calcestruzzo armato sia di Kg. 2500.

Per la *soletta*, dalla Tabella XVIII si ricava che con portata di $2^m.50$ e sovraccarico di 300 Kg. per m^2 , può adottarsi lo

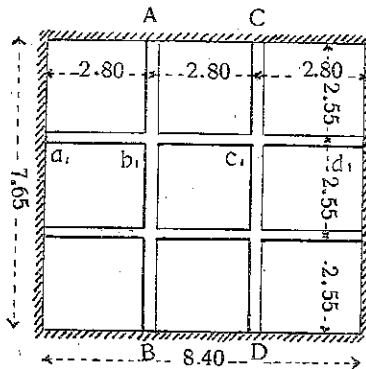


Fig. 88.

spessore di cm. 12, con sezione complessiva dei ferri di mm^2 335; adottando tondini del diametro di mm. 10, cui corrisponde l'area di mm^2 78, si vede che occorrono 5 di tali tondini per ogni metro lineare di soletta. Questa dunque risulta stabilita collo spessore di cm. 12, ed armatura di tondini di mm. 10, distanti cm. 20 da asse ad asse, e posti a cm. 2 dalla faccia inferiore della soletta.

Per le *travi secondarie*, distanti $2^m.55$ da asse ad asse, e della portata libera di $2^m.70$, il carico per metro lineare è così composto:

peso della soletta	$G = 2,55 \times 0,12 \times 2500 =$	Kg. 765
Sovraccarico	$P = 2,55 \times 300 =$	765
		Totale Kg. 1530

Si fissi l'altezza (c) del trave in cm. 20, cioè $\frac{1}{14}$ circa della portata; dalla tabella XIX si ricava che con tale altezza, con portata di 3^m e carico di 1000 Kg. sarebbe da adottarsi la larghezza di 15 cm., mentre col carico di 2500 Kg. si salirebbe a 22 cm.; potrà dunque tenersi $b = 18$ cm. Allora il peso proprio per m. lineare di trave è $0,20 \times 0,18 \times 2500 =$ Kg. 90; il carico complessivo per m. lineare è di Kg. $1530 + 90 =$ Kg. 1620; il carico totale è $Q = 1620 \times 2,70 =$ Kg. 4374; il momento inflettente massimo è

$$M = \frac{4374 \times 270}{10} = \text{Kg. cm. } 118098.$$

Se si mette il centro dei tondini di armatura a cm. 4 dalla faccia inferiore del trave, la distanza da tale centro alla mezzaria delle solette è di cm. 22. Quindi la resistenza complessiva dei ferri alla tensione sarà

$$F = \frac{118098}{22} = \text{Kg. } 5368.$$

Ammettendo pel ferro il carico di sicurezza di 800 Kg. per cm^2 , la sezione complessiva dei tondini sarà di cm^2 . $\frac{5368}{800} = 6,7$; se si adottano tondini di mm. 21, cui corrisponde l'area di mm^2 346, si vede che ne occorrono due. La trave ha dunque altezza $c =$ cm. 20, larghezza $b =$ cm. 18, ed armatura composta di 2 tondini di mm. 21, messi uno sopra l'altro, come risulta dalla fig. 89 a.

Per le *travi principali*, essendo la distanza da asse ad asse di $2^m.80$, e la portata di $7^m.65$, si ha come carico per m. lineare:

peso della soletta	$G = 2,80 \times 0,12 \times 2500 =$	Kg. 840
peso delle travi secondarie	$G_2 = \frac{2 \times 90 \times 2,80}{7,65} =$	66
sovraccarico	$P = 300 \times 2,80 =$	840
		Totale Kg. 1746

Si fissi l'altezza (c) del trave in 40 cm., cioè $\frac{1}{19}$ circa della portata; dalla tabella XIX si ricava che coll'altezza di cm. 45,

portata 7^m, carico 2500 Kg., converrebbe la larghezza di cm. 34; noi tenuto conto di tutto adottiamo $b = \text{cm. } 30$. Allora il peso proprio per metro lineare di trave è $0,40 \times 0,30 \times 2500 = \text{Kg. } 300$; il carico complessivo per m. lineare è $\text{Kg. } 1746 + \text{Kg. } 300 = \text{Kg. } 2046$; il carico totale è $Q = 2046 \times 7,65 = \text{Kg. } 15652$; il momento massimo è

$$M = \frac{15652 \times 765}{10} = \text{Kg. cm. } 1197378.$$

Se si mette il centro dell'armatura dei tondini a cm. 5 dalla faccia inferiore del trave, la distanza da tale centro

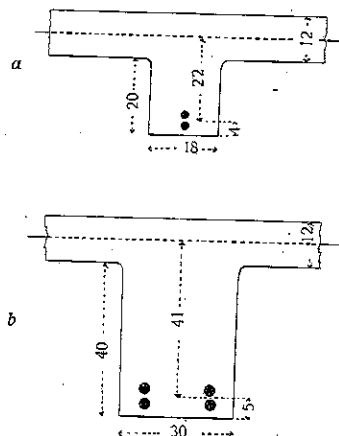


Fig. 89.

alla mezzaria della soletta superiore è di cm. 41. Quindi la resistenza complessiva dei ferri è

$$F = \frac{1197378}{41} = \text{Kg. } 29204;$$

la sezione complessiva dei ferri è dunque di

$$\text{cm}^2 \frac{29204}{800} = 36.$$

Se si adottano tondini di mm. 34, cui corrisponde l'area di mm.² 907, si vede che ne occorrono 4.

La trave ha dunque altezza di cm. 40, larghezza di cm. 30, ed armatura di 4 tondini di 34 mm., disposti come appare dalla fig. 89 b.

Sia nella soletta che nelle nervature o travi s'intende che si alternano i tondini diritti con quelli piegati verso l'alto al di là della parte centrale, e che si hanno inoltre le staffe.

Travi Siegart. I solai in cemento armato costruiti di getto sul posto con le dovute cautele hanno il grande pregio di risultare come monolitici, ma richieggono impalcature robuste, e perciò costose ed ingombranti; inoltre non sempre il lavoro eseguito nel cantiere di fabbrica presenta tutte quelle garanzie di riuscita, che possono più facilmente conseguirsi in lavori di stabilimento; si impiegano perciò anche travi in cemento armato, costruite in appositi stabilimenti, le quali si collocano a posto in guida da ottenere la voluta struttura di solaio. Fra i vari tipi di tali travi sono più note le travi *Siegart*, le quali con speciali macchine si fabbricano facilmente in buon numero per volta, ed hanno la forma di rettangolo cavo smussato, con armatura di 4 ad 8 tondini, larghezza di cm. 25, altezza di cm. 9-20; le loro pareti esterne presentano dei solchi obliqui, nei quali si fa colare una poltiglia di cemento, dopo che le travi siano poste in opera l'una di fianco all'altra.

La fig. 90 a rappresenta codeste travi Siegart, e la figura 90 b indica una copertura piana ottenuta con le travi stesse appoggiate su ferri a T.

Pilastrini in cemento armato. Le travi o nervature principali delle coperture piane in cemento armato non hanno di regola portata libera maggiore di 10^m; talora si diminuisce alquanto la portata, incastrando le travi su mensoloni sporgenti dalle pareti, e pure eseguiti in ferro e cemento.

Quando la dimensione minore della copertura da eseguire supera di molto il limite suindicato, è necessario sostenere le travi principali in punti intermedi agli estremi mediante

pilastri; conviene allora costruire questi pilastri pure in cemento armato, con struttura che si colleghi intimamente con quella del solaio sovrastante.

La sezione che si adotta nei pilastri, è generalmente quadrata o rettangola con spigoli smussati; il conglomerato cementizio involge completamente l'armatura metallica. Questa è formata con tondini di diametro generalmente compreso fra 8 e 50 mm.; di solito se ne dispongono quattro,

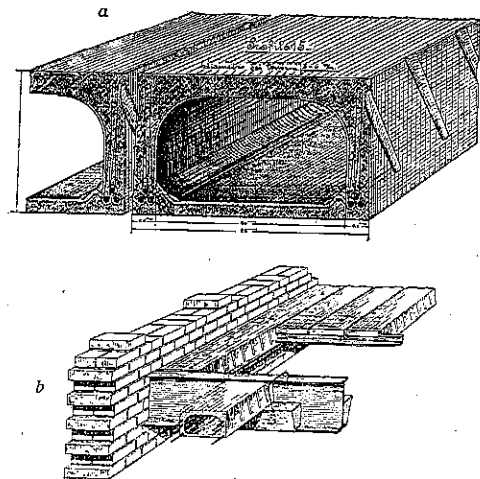


Fig. 90.

cioè uno in prossimità di ciascun angolo; talora se ne intercala un terzo nei due lati più lunghi se il pilastro ha pianta rettangola, ovvero se ne mettono tre per lato, se la pianta è quadrata, ed occorre dare al pilastro grande resistenza. Non è frequente che i pilastri abbiano pianta circolare, data la minor facilità di costruire le forme; in tal caso però si dispongono i ferri secondo i vertici di un poligono regolare interno (per es. un esagono), più un ferro

nel centro. Per impedire la flessione dei tondini, questi si collegano fra loro a dati intervalli verticali mediante ferri piatti (*moiette*) o mediante legature con fili di ferro; la distanza fra un collegamento ed il successivo non supera di regola la dimensione trasversale minore del pilastro.

Nota l'altezza del pilastro, conviene di solito adottare dimensioni trasversali comprese fra $\frac{1}{18}$ ed $\frac{1}{15}$ dell'altezza; in generale poi la sezione complessiva dei tondini è alquanto minore o tutt'al più eguale ad $\frac{1}{20}$ (cioè 0,05) della sezione trasversale del pilastro.

Finchè il rapporto fra l'altezza del pilastro e la sua minor dimensione trasversale non supera 15, si può riguardare il solido come soggetto alla semplice pressione, senza pericolo di flessione laterale; questo, s'intende, purchè il carico superiore sia ben centrato rispetto al pilastro. Per calcolare un pilastro sollecitato a semplice compressione, si può praticamente immaginare sostituita alla sezione trasversale complessiva dei ferri una sezione 10 volte maggiore di calcestruzzo cementizio; dividendo il carico totale per l'area di sezione trasversale cementizia che così risulta pel pilastro, si ha il carico unitario pel calcestruzzo, carico che deve risultare non superiore a Kg. 25 per cm².

Come *esempio di calcolo* pratica approssimata, si voglia stabilire la sezione da darsi a ciascuno dei due pilastri centrali sorreggenti la copertura piana sopra al locale indicato in pianta dalla fig. 91. L'altezza dei pilastri (A) e (B) sia di 4^m.50; il carico complessivo (permanente ed accidentale) sia di Kg. 650 per m². Si adottino nei pilastri la sezione quadrata con lato di 0^m.25, pari ad $\frac{1}{18}$ dell'altezza.

Evidentemente sopra ognuno dei due pilastri che si considerano grava il carico trasmesso da un quadrato di metri 4,50 × 5,50 (punteggiato nella figura), cioè il carico di

$$\text{Kg. } 4.50 \times 5.50 \times 650 = \text{Kg. } 16087.$$

Per tener conto praticamente della eventualità che i carichi non siano in realtà centrati rispetto al pilastro, tanto più che la dimensione trasversale di questo è alquanto mi-

nore di $\frac{1}{15}$ della sua altezza, si supponga per prudenza il carico suddetto aumentato di $\frac{1}{3}$, e cioè portato a Kg. 21450.

La sezione trasversale del pilastro è di $\text{cm}^2 25 \times 25 = 625$ pei ferri si stabilisca una sezione complessiva pari ad $\frac{1}{22}$ di

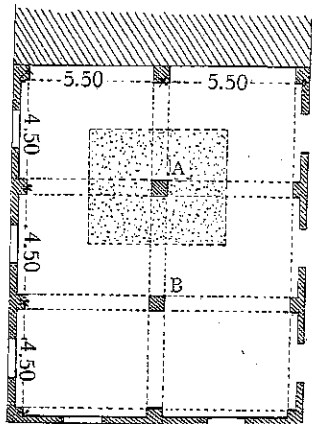


Fig. 91.

quella del pilastro, cioè di $\text{cm}^2 28$, adottando 4 tondini di 30 mm. di diametro ed area di $\text{mm}^2 706$. Per verificare la stabilità del pilastro così costituito, si immagini sostituita all'area del ferro, un'area 10 volte maggiore di calcestruzzo. Allora la sezione fittizia omogenea del pilastro risulta di $\text{cm}^2 625 + 280 = \text{cm}^2 905$; il carico unitario è quindi di

$$\text{Kg. } \frac{21450}{905} = \text{Kg. } 23 \text{ per cm}^2,$$

cioè essendo tale carico di poco inferiore a quello di sicurezza, il pilastro è in buone condizioni di stabilità.

Il dosaggio pei pilastri è all'incirca come quello pei solai (300 Kg. di cemento per 1 m^2 di sabbia e ghiaia). La centinatura per ogni pilastro è costituita da un involucro di tavole collegate a guisa di cassetta; man mano se ne smonta una parte, per rimontarla verso l'alto.

In alcuni edifici i pilastri in cemento armato si prolungano verticalmente dalle fondazioni al tetto, collegandosi colle nervature dei solai dei singoli piani. La fondazione di consimili pilastri è costituita da platea di calcestruzzo, pur essa armata con uno o più reticolati metallici composti da due sistemi di barre incrociantsi ad angolo retto (1).

(1) Le strutture in cemento armato sono suscettibili di ben più larga applicazione di quella che non sia descritta in questo paragrafo, relativo ai solai. E così, pur restando nel campo dei fabbricati, e lasciando quindi le vaste applicazioni nei lavori stradali ed idraulici, si fanno in cemento armato, tramezzi, volte con nervature arcuate e solette interposte pure ad intradosso leggermente arcuato, coperture plane, cornicioni, mensole, strutture di scala, ecc. Per tale importantissimo argomento, sul quale diamo anche in qualcuno dei capitoli seguenti altri brevi cenni, rimandiamo alle monografie, od ai trattati di carattere speciale. (Vedi VACHELLI. *Costruzioni in calcestruzzo e cemento armato*. Hoepli). (C. GUIDI. *Le costruzioni in béton armato*.)