

# Żelazne budynki szkieletowe.<sup>1)</sup>

Napisał

dr. inż. Stefan Bryła,

profesor politechniki, Warszawa.

## 1. Uwagi ogólne.

Budynki szkieletowe są to budynki, w których części dźwigające (słupy, belki stropowe, podciąg, łożyska wiatrowe i t. d.) tworzą same w sobie całość, niejako szkielet konstrukcyjny, natomiast ściany stanowią tylko wypełnienie i osłonięcie tegoż szkieletu, a nie są elementem dźwigającym.

Szkielet wykonuje się z żelaza lub z żelbetu (Podręcznik Inżynierski, tom III, str. 2170). Konstrukcja żelbetowa jest wogóle tańsza dla domów niewysokich, konstrukcja żelazna dla wyższych. W naszych obecnych warunkach konstrukcje żelazne nitowane opłacają się począwszy od 7—10 pięter, natomiast konstrukcje spawane już od 5—8 pięter. Spawana konstrukcja wymaga bowiem znacznie mniej żelaza (o 15—25% mniej) i jest tańsza. Dla budynków niższych niż 5 pięter raczej opłaca się konstrukcja żelbetowa, aczkolwiek zająć mogą inne czynniki, które mogą i tu zdecydować o wyborze konstrukcji żelaznej.

Wchodzą bowiem w grę jeszcze następujące względy:

Przy krótkim terminie robót, zwłaszcza, jeżeli rozpoczynają się one późno, np., gdy do robót przystępuje się w czerwcu lub lipcu, warto zastosować konstrukcję żelazną, nawet, gdy cena jej jest wyższa. Uzyskuje się bowiem szybsze tempo robót, a także możliwość montażu w porze zimnej, nawet do  $-20^{\circ}$  C, co pozwala doprowadzić budowę „pod dach” jeszcze w tym samym sezonie budowlanym, ewentualnie wykańczać ją w miesiącach zimowych.

Przygotowanie konstrukcji żelaznej następuje w warsztacie, a zatem można ją rozpocząć w chwili oddania rysunków i prowadzić podczas robót wstępnych, jak np. wykopów i fundamentów, a następnie poprowadzić szybko montaż. Szybkość montażu w naszych warunkach wynosi średnio 1 piętro na około 10 dni, w Ameryce nawet do 1 piętra dziennie. Rysunki szczegółowe jednak muszą już wtedy być gotowe, podczas, gdy dla konstrukcji żelbetowej mogą być dostarczane w trakcie robót. Wogóle jednak wykonanie konstrukcji żelaznej postępuje w znacznie krótszym czasie.

Szkielet żelazny pozwala dalej na łatwą możliwość przeróbek, tak małych, jakoteż i zasadniczych, np. wbudowania w istniejący budynek kinoteatru i t. d. Wogóle wszelkie zmiany podczas, a nawet po wykonaniu budowy są tu najłatwiejsze.

<sup>1)</sup> Do części VIII: Budownictwo w tomie III „Podręcznika inżynierskiego”, str. 1763—2208.

Wypełnianie szkieletu ścianami może nastąpić natychmiast po zmontowaniu danego piętra, i to w dowolnym miejscu, niezależnie od tego, czy dolne ściany są już wykonane.

Dla większych budynków ciężary filarów są mniejsze, co powoduje w konstrukcji również zmniejszenie fundamentów. Według Hawranka dla 7 piętrowego domu dochodzi to zmniejszenie do 14%. Wymiary poprzeczne słupów są znacznie mniejsze niż w żelbecie, co pozwala na uzyskanie większej powierzchni użytkowej, oraz na lepszy kształt pomieszczeń. Przy niewielkich wymiarach słupów, jakie zawsze możemy uzyskać w konstrukcji żelaznej, dochodzi się do normalnych kształtów



Fig. 398



Fig. 399

pokoju (por. fig. 398); podczas gdy większe wymiary słupów powodują kształty wedle fig. 399, co jest bardzo niemiłe.

Ogniotrwałość należytej osłoniętej konstrukcji żelaznej nie przedstawia wątpliwości. Ewentualności rdzewienia unika się również przez odpowiednie powłoki i środki, oraz należyłą konstrukcję. Obecnie wyrabia się nadto gatunki żelaza nierdzewiące (por. niżej).

Budynki szkieletowe stosuje się nieraz już od 3—5 pięter w górę, dla wysokości około 5—7 pięter powinny być one stosowane zawsze, chociażby ze względu na najlepsze możliwe warunki oświetleniowe w najniższych kondygnacjach. Zazwyczaj buduje się szkielet tak w ścianach zewnętrznych jakoteż i wewnętrznych. Przy niewysokich jednak budynkach, gdy filary ceglane międzyokienne mogą być jeszcze niewielkie z uwagi na niezbyt wielkie ciężary, jakie na nie się przenoszą, stosuje się nieraz konstrukcję mieszaną: wykonując słupy wewnętrzne i stropy żelazne (żelbetowe), pozostawiając zaś murów i filarów zewnętrznym rolę nie tylko ochronną, ale i dźwigającą. Filary muszą być wykonane podówczas na cemencie, aby się nie osiadały; osiadanie ich bowiem przy równoczesnej niezmienności słupów środkowych żelaznych (żelbetowych) prowadzić może do rys i pęknięć. Dla wyższych budynków konstrukcja mieszaną się nie opłaca. Niekiedy, gdy chodzi o możliwą oszczędność budynku, wykonywa się niższe piętra jako konstrukcję szkieletową, a dwa lub trzy najwyższe jako konstrukcję czołto, jak właśnie wspomniano, mieszaną, czyli murowaną. Przy szkielecie spawanym konstrukcja mieszaną opłaca się w mniejszym stopniu, gdyż wogóle nie pozwala ona na uzyskanie utwierdzenia dźwigarów stropowych.

Budynki wielopiętrowe spotyka się za przykładem Ameryki w Europie coraz częściej. W Ameryce dochodzą one do 100 pięter i 380 m wysokości. Opłacają się one w gęściej zabudowanych dzielnicach miast amerykańskich do 40 pięter, czasem nawet do 60 pięter. U nas granica ta leży znacznie niżej. Największą rentowność wykazują u nas budynki na drogich gruntach w centrum Warszawy o wysokości 8—10 pięter. Jeśli zaś konstrukcja wykonana jest oszczędnie, a dom bez luksusu, to wysokość ta wzrasta do 12 pięter i więcej. Poniżej rentowność jest mniejsza, z uwagi na drogie place, powyżej też się zmniejsza, nietyle ze względu na koszt konstrukcji szkieletu, co z uwagi na specjalne instalacje. Jednakowoż niejednokrotnie idzie się znacznie wyżej (w Warszawie dom Tow. Prudential ma 16 pięter), jeżeli bowiem rentowność nieco spada, to zato gmach taki staje się atrakcją i reklamą dla danego towarzystwa, nie powodującą później żadnych wydatków, znacznie lepszą, pewniejszą

i trwalszą, niż jakikolwiek inny sposób reklamy. Domy wysokie posiadają też duży walor, że w miastach, gdzie powietrze jest zazwyczaj zanieczyszczone, pozwalają na mieszkanie i pracę w większych wysokościach ponad ulicą, a więc w powietrzu bardzo czystym. Również warunki oświetleniowe są tu bez porównania lepsze, a wpływ hałasu ulicznego mniejszy, tak, że w wielkich miastach zachodu, zaznacza się wybitna tendencja do ich budowy, a mieszkania w rozstawionych domach wieżowych propagują w miastach najwybitniejsi urbaniści współcześni.

Najczęściej część wieżową wyprowadza się nie na całym budynku, ale tylko na jego części, tak ze względu na uzyskanie lepszego światła dla reszty budynku i budynków sąsiednich, jakoteż ze względu z uwagi na lepsze możliwości architektoniczne. Tak np. wieża gmachu Prudential w Warszawie zajmuje około 20% powierzchni zabudowanej, a 15% parceli, wysoka część gmachu Izby Skarbowej w Katowicach 30% (23%). W Ameryce przy budowie wyższych drapaczy chmur przyjmuje się często zasadę, że wieża nie powinna zajmować więcej niż 25% rzutu. Zasada ta nie dotyczy przeważnie budynków niższych, mieszczących po kilkanaście pięter. Z drugiej strony, jeżeli część wieżowa ma być możliwie wykorzystana, to nie może ona być zbyt małą, tembardziej, że posiada stosunkowo dużo przestrzeni straconej na schody, windy i t. d. Wogóle jednak decydują tu momenty architektoniczne.

W Ameryce biura mieszczą się nawet na najwyższych piętrach, o ile gmach nie jest w całości przeznaczony na mieszkania. U nas raczej niższe piętra są użytkowane na biura, wyższe na mieszkania. Liczyć się jednak trzeba ze zmianą stosunków w przyszłości, i dlatego projekt kondygnacji górnych, mieszkalnych, wykonywa się odrazu tak, by ewentualnie mogły być zamienione bez trudności na pomieszczenia biurowe. Wogóle późniejsze przeróbki w konstrukcji szkieletowej żelaznej są zresztą łatwe do przeprowadzenia.

Przy projektowaniu budynku szkieletowego musi od pierwszej chwili nastąpić ścisła współpraca inżyniera z architektem. Racjonalne rozmieszczenie bowiem ustroju niosącego z uwagi na właściwości konstrukcji w ogromnym stopniu decyduje o późniejszych kosztach budowy. Dotyczy to racjonalnego wyboru systemu fundamentów, rozmieszczenia słupów, zwłaszcza w wysokich budynkach, podciągów i wiatrownic, co jest bardzo ważne zwłaszcza w budynkach wieżowych, umieszczenia klatek schodowych i komunikacyj, przyjęcia materiału ścian, stropów i t. d.

Przy projektowaniu musi się następnie zwrócić uwagę na następujące względy:

Rozkład budynku powinien być jasny i przejrzysty. Komunikacja wygodna, możliwie krótkie dojścia do każdej ubikacji i do klatek schodowych. Jak najmniejsza ilość przestrzeni straconej. Momenty te powodują konieczność skoncentrowania klatek schodowych, wind i ubikacji pobocznych możliwie obok siebie. Klatki schodowe powinny być tak rozmieszczone, aby odległość każdego punktu powierzchni od klatki wynosiła najwyżej 20 m. Dalej powodują one konieczność założenia korytarzy w linjach możliwie prostych. Wogóle stosuje się w budynkach mieszkalnych korytarze możliwie wąskie (poniżej 2 m); w budynkach biurowych szersze, nieraz znacznie szersze, zależnie od potrzeby i dobrze oświetlone. Pomieszczenia właściwe powinny mieć dobre oświetlenie i wygodny rozkład. W domach

biurowych należy przewidzieć możliwość łatwego przemieszczania ścianek działowych.

O ile chodzi o względy konstrukcyjne, to należy dążyć do możliwie prostej konstrukcji, a zatem do największej ilości takich samych słupów, belek i podciągów (znormalizowanie konstrukcji).

W konsekwencji odstępów słupów i belek powinny być równe możliwie na jak największej przestrzeni (fig. 400). Należy zgóry przewidzieć miejsce umieszczenia i system wiatrownic. Wogóle każda nieregularność rzutu odbija się w cenie konstrukcji, i to tak w ilości pracy przygotowawczej, jakoteż w wadze i cenie konstrukcji żelaznej. Na fig. 401 pokazano lokalne zwiększenia odstępów słupów. Na fig. 402 słupy cofnięte są ku wnętrzu, a ściana spoczywa na wspornikach belek.

Przykłady rzutów poziomych budynków szkieletowych por. fig. 403—408.

Z drugiej strony pamiętać trzeba, że konstrukcja szkieletowa, zwłaszcza żelazna, umożliwiła wielkie występy i nieregularności, ja-

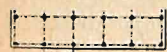


Fig. 400



Fig. 401

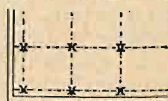


Fig. 402

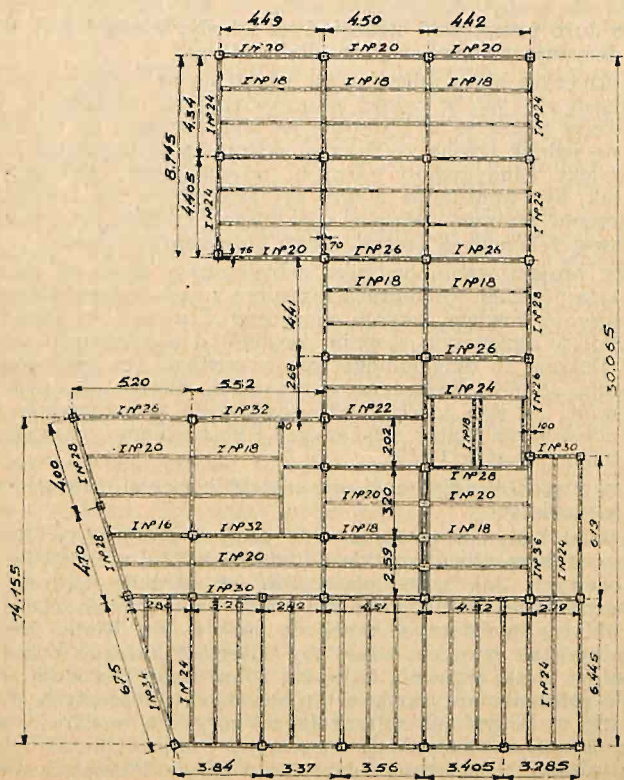


Fig. 403. Rzut niższej części gmachu Izby Skarbowej w Katowicach

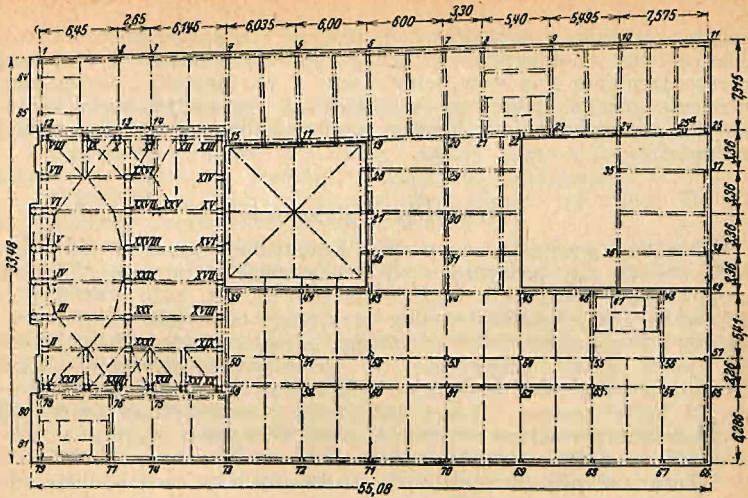


Fig. 404. Rzut gmachu Prudential w Warszawie

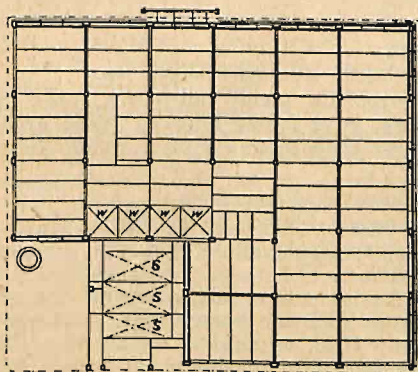


Fig. 405

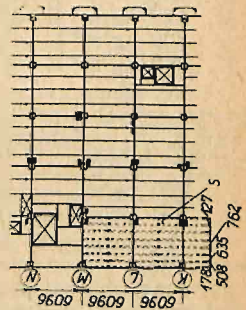


Fig. 406

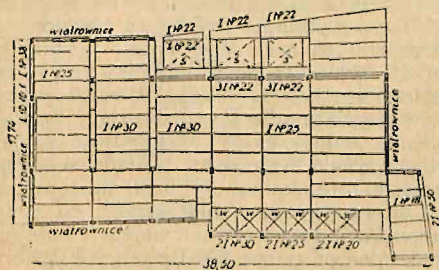


Fig. 407

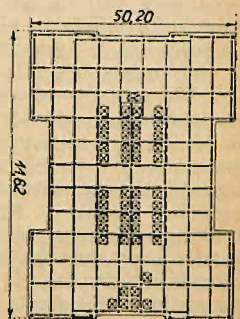


Fig. 408

kie są potrzebne w kształcie budynku czyto z powodów architektonicznych, czy z jakiegokolwiek innego powodu. Możliwe jest np. czy to rozszczepienie słupów w dolnej części (por. fig. 443), czy to nadwieszenie górnych pięter na całej elewacji czy na jej części (figura 410), czy wykonanie w każdym miejscu balkonu i t. d. bez żadnej trudności.

## 2. Obciążenia obliczeniowe.

**Obciążenia pionowe:** Konstrukcję gmachu szkieletowego oblicza się, poczynając od kondygnacji najwyższej. Ciężary stropów: por. Podręcznik Inżynierski tom II, str. 1435 i 1436. Ciężary ścian przyjąć należy według przyjętego materiału i wymiarów. Ciężary ścianek przedziałowych można od razu uwzględnić w obliczeniu, jeżeli plany przewidują ich definitywne położenie. Jeżeli nie, można uwzględnić je dodając ogólnie do ciężaru ruchomego stropów  $75 \text{ kg/m}^2$  stropu. Ciężary dźwigarów stropowych są zazwyczaj uwzględnione w ciężarze stropów. Ciężary większych podciągów trzeba dodać do ciężaru stropów.

Ciężary słupów przyjmuje się w okrągłych cyfrach, a następnie kontroluje je po wyznaczeniu wymiarów.

Obciążenia ruchome podane są w tomie II Podr. Inż. str. 1437. Należy przyjmować zatem:

$125 \text{ kg/m}^2$  — dla strychów,

$200 \text{ kg/m}^2$  — dla mieszkań,

$300 \text{ kg/m}^2$  — dla sal szkolnych, gimnastycznych itp.

Tę samą cyfrę podaje rozp. dla lokali biurowych, oraz restauracyjnych. Jest to niesłuszne, gdyż lokale biurowe (poza archiwami), oraz restauracyjne (poza tanecznymi) można śmiało liczyć na  $200 \text{ kg/m}^2$ .

$400 \text{ kg/m}^2$  — lokale handlowe na piętrach,

$500 \text{ kg/m}^2$  — lokale handlowe (sklepy) na parterze.

Tę samą cyfrę podają przepisy dla lokali fabrycznych, o ile nie przewiduje się większych obciążeń.

Przy obliczeniu słupów i fundamentów należy jednak zastosować redukcję, obniżając obciążenia ruchome poszczególnych stropów od góry, co każdą kondygnację o 10%, aż dojdzie się do 60%. Dla zwykłego obciążenia ruchomego  $200 \text{ kg/m}^2$  dochodzi się zatem ostatecznie do  $120 \text{ kg/m}^2$  i tę cyfrę wprowadza następnie stale w rachunek. Redukcja ta jest wskazana dla słupów, celem uzyskania oszczędności, a konieczna przy obliczeniu fundamentów ze względu na racjonalne ich założenie. Nieuwzględnienie byłoby tu błędem.

Dla domów wysokich redukcja ta jest zbyt mała; można ją doprowadzić do 40%, t. j. do  $80 \text{ kg/m}^2$ . O ile w budynku mieszczą się ubikacje z innym obciążeniem użytkowem należy również wprowadzić tę redukcję; jedynie w kondygnacjach, zawierających magazyny, składy, biblioteki i t. d., należy cyfry przyjmować w całości, bez redukcji. Np. jeżeli budynek 8-piętrowy posiada w czterech najwyższych kondygnacjach mieszkania, w dwu następnych biura, a w dwu najniższych magazyny o c.  $500 \text{ kg/m}^2$ , to przy obliczaniu słupów i fundamentów przyjmować należy kolejno następujące obciążenia ruchome (idąc od góry)  $200 \text{ kg/m}^2$ ,  $0,9 \cdot 200 = 180 \text{ kg/m}^2$ ,  $0,8 \cdot 200 = 160 \text{ kg/m}^2$ ,  $0,7 \cdot 200 = 140 \text{ kg/m}^2$ ,  $0,6 \cdot 300 = 180 \text{ kg/m}^2$ ,  $0,5 \cdot 300 = 150 \text{ kg/m}^2$ ,  $500 \text{ kg/m}^2$ ,  $500 \text{ kg/m}^2$ .

Fundamenty należy wogóle obliczać dla średniego obciążenia, jakie w budynku rzeczywiście występuje, a nie dla teoretycznych lub przypadkowych ciężarów.

Obciążenie tarasów  $250 \text{ kg/m}^2$ , dotyczy tych tarasów, na których może przebywać tłum ludzi; obciążenie balkonów  $500 \text{ kg/m}^2$ .

Dźwigary stropowe i podciągi należy oczywiście obliczać na cały ciężar użytkowy, wymagany dla danej kondygnacji.

Obciążenie śniegiem (por. Podr. Inż. Tom II, str. 1442) należy przyjmować w wysokości:

$s = 60 \text{ kg/m}^2$  w województwach: pomorskim, poznańskim, warszawskim, łódzkim, kieleckim, lubelskim, krakowskim i śląskiem;

$s = 80 \text{ kg/m}^2$  w województwach: nowogrodzkim, wileńskim, białostockim, poleskim, wołyńskim, lwowskim, tarnopolskim i stanisławowskim;

$s = 80 + 0,12(h - 400) \text{ kg/m}^2$  w okolicach górskich ponad  $400 \text{ m}$  wysokości nad poziomem morza.

Schody: Poszczególne elementy konstrukcyjne schodów (stopnie, policzki) oblicza się na ciężar ruchomy  $400 \text{ kg/m}^2$  dla schodów prywatnych, zaś  $500 \text{ kg/m}^2$  dla publicznych. Przy obliczeniu konstrukcji słupów schodowych można równieź zastosować redukcję, obniżając tę wielkość, począwszy od góry o  $10\%$  co każdą kondygnację (piętro najwyższe  $400$

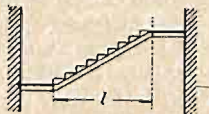


Fig. 409

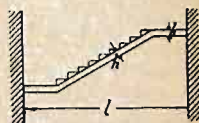


Fig. 410

$\text{kg/m}^2$ , piętro drugie z góry  $360 \text{ kg/m}^2$  i t. d., aż dojdzie się do  $60\%$ , wzgl. do  $40\%$  (por. wyżej), t. j. do  $240$ , wzgl.  $160 \text{ kg/m}^2$ , którą to wielkość należy już zachować niezmienną, aż do najniższej kondygnacji. O ile chodzi o wielkość stóp fundamentowych odpowiednich słupów, to wystarczy je liczyć na obciążenie ruchome schodów, równe obciążeniu stropów (por. str. 3019). Długość dźwigarów schodowych przyjmuje się równą ich rzutowi poziomemu  $l$  (fig. 409 i 410).

Parcie wiatru na budynki wielopiętrowe przyjmuje się u nas wedle przepisów b. Ministerstwa Robót Publicznych, t. j.  $100 \text{ kg/m}^2$  do wysokości  $15 \text{ m}$ ,  $130 \text{ kg/m}^2$  powyżej  $30 \text{ m}$ , pomiędzy  $15$  a  $30 \text{ m}$  należy interpolować wedle prostej (por. fig. 411). W miejscach zasłoniętych można przyjmować  $50 \text{ kg/m}^2$ . W miastach można przyjmując zupełne zasłonięcie do wysokości  $22 \text{ m}$ , a w takim razie parcie wiatru przyjmować wedle fig. 412). Niektóre budynki wieżowe, oblicza się u nas w wysokości ponad  $30 \text{ m}$  na  $150 \text{ kg/m}^2$  (tak był obliczony gmach Prudential w Warszawie), przepisy jednak tego nie wymagają.

Dla budynków, stojących na wybrzeżu morskiem lub położonych wysoko, należy przyjmować parcie wiatru o  $50\%$  większe.

Obliczanie szkieletu na wiatr wystarczy wykonywać dopiero wtedy, gdy stosunek wysokości budynku do jego podstawy  $b$  (fig. 413) jest równy lub większy niż  $4$  ( $h:b \geq 4$ ) przy budynkach częściowo



Fig. 411



Fig. 412

obudowanych, zaś równy lub większy niż 3 dla budynków wolnostojących. Należy wtedy obliczyć dodatkowe naprężenie konstrukcji budynku, celem zaś należytego przeniesienia wiatru wprowadza się w konstrukcji odpowiednie tętniki czyli wiatrownice (por. str. 3044).



Fig. 413

Wogóle jednak kwestja parcia wiatru na wielkie konstrukcje nie jest jeszcze należycie wyświetlona. Jeżeli weźmie się pod uwagę katastrofalne wichry, huragany i orkany, które zdarzają się jednak u nas niezmiernie rzadko, to cyfry podane powyżej będą zbyt niskie; jednakowoż współczynnik bezpieczeństwa jest w konstrukcjach żelaznych tak znaczny, że można je w obliczeniu pominąć. Jednakże z tego samego powodu cyfry u nas normalnie przyjmowane, są raczej zbyt wysokie. Np. rozporządzenie miasta N. Jorku mówi:

„W budynkach o wysokości mniejszej niż 30 m:

a) jeżeli  $h:b \leq 2,5$ , należy przyjmować w górnej połowie budynku  $100 \text{ kg/m}^2$ , zaś w połowie dolnej wiatru nie uwzględniać;

b) jeżeli  $h:b \leq 2,5$  można zupełnie wiatru nie uwzględniać.

W budynkach wyższych niż 30 m należy przyjmować  $100 \text{ kg/m}^2$  powyżej 30 m, poniżej tej wysokości można wiatru nie uwzględniać”.

Z drugiej strony przepisy pruskie żądają  $150 \text{ kg/m}^2$ , zaś francuskie idą nawet jeszcze wyżej; zresztą niepotrzebnie, o ile chodzi o budynki szkieletowe, a nie o wieże antenowe, kominy itp. budowle.

Oczywiście nie można traktować wielkości parcia wiatru niezależnie od naprężeń dopuszczalnych.

Nie wystarczy jednak obliczyć stałości budynku już gotowego, trzeba też sprawdzić ją i w okresie montażu. Szkielet sam, włącznie ze znajdującymi się na nim dźwigarami, musi być mianowicie zabezpieczony od wywrócenia i przesunięcia. Zdarzały się wypadki, że wiatr przesuwał wysokie szkielety z ich łożysk nawet o tyle, że przedsiębiorcy nie podejmowali się już rekonstrukcji. Niekiedy zachodziło też wygięcie słupów, a nawet zawalenie się całych szkieletów podczas montażu. Najczęściej jednak ponosiło tu winę niefachowe wykonanie.

Przy konstruowaniu niskich budynków stosuje się tymczasowe zakotwienia i dodatkowe pręty usztywniające (por. niżej). Wysokie budynki powinny być odrazu liczone na wywrócenie bez zastosowania tymczasowych urządzeń, jak zakotwienia i t. d. Można jednak przyjąć bez obawy podczas montażu naprężenie żelaza do  $2000 \text{ kg/m}^2$ , a nawet wyżej.

### 3. Ściany.

Ściany budynków szkieletowych powinny należycie izolować wewnątrz od niepożądanych wpływów zewnętrznych (zmiany temperatury, zmiany atmosferyczne, wilgoć), powinny być ogniotrwałe, lekkie, nie odkształcać się (odciążenia, skurczu i t. d.), pozwalać łatwo na wprowadzenie zmian (kucie brózd, wbijanie gwoździ, haków), a wreszcie być należycie wytrzymałe.

Izolacja cieplna dotyczy złego przewodniczenia ciepła, oraz należytej zdolności akumulacji ciepła. Współczynnik przewodnictwa ciepła  $K$  w  $\text{kal/m}^2$  wynosi (z uwzględnieniem obustronnej wyprawy po  $1\frac{1}{2} \text{ cm}$ ):



Ś c i a n a	Spółcz. K dla ściany	
	zewnątrz.	wcwnętrz.
Z cegły normalnej o grub. 1½ cegły . . . . .	1,16	0,99
" " " " " 2 " . . . . .	0,93	0,80
" " wapienno-cement. 2 " . . . . .	1,13	0,98
" " normalnej-dziur. 1½ " . . . . .	0,96	0,83
Betonu żwirowego 60 cm . . . . .	1,38	1,22
Z lekkiego żużlobetonu . . . . .	—	0,55
Z drzewa sosnowego 9 cm. . . . .	1,14	0,93
" " " 12 cm. . . . .	0,91	0,75

Spółczynniki K dla ścian zewnętrznych są większe, t. j. są one lepszymi przewodnikami ciepła, gdyż są zwykle bardziej wilgotne.

Zdolność akumulacji ciepła czyli zdolność zatrzymywania ciepła po zaprzestaniu ogrzewania pomieszczenia jest tem większa, im większe jest ciepło właściwe materiału i im większa masa ściany. Ściany z różnych materiałów o grubości takiej, by ich przewodnictwo ciepła było takie same, posiadają nieraz zupełnie różne zdolności akumulacji ciepła. Np. ściana ceglana o grub. 1½ cegły i korek o grub. około 4 cm są mniej więcej równowarte co do przewodnictwa ciepła, t. j. ochrony od zimna, ale zdolność akumulacyjna jest dla ściany ceglanej w danym wypadku 12 razy większa niż dla korka. Jeżeli zatem będziemy ogrzewać budynek ceglany przez kilka godzin dziennie, to temperatura będzie się obniżała potem powoli, natomiast w pomieszczeniach o cienkich ścianach korkowych, izolujących dobrze od zewnętrznych zmian temperatury, spadnie bezpośrednio po zaprzestaniu ogrzewania.

Izolacja akustyczna omówiona jest szczegółowo w „Podręczniku inżynierskim” (tom IV str. 2344).

Ściany muszą być tak wykonane i chronione, aby nie dopuścić do zawilgocenia ich. Wilgoć może się do nich dostać w rozmaity sposób, a mianowicie:

a) Woda może przenikać od gruntu, wskutek włoskowatości materiału; aby zabezpieczyć się od tego, należy zastosować izolację poziomą nad terenem (por. Podr. inż. t. III, str. 1873), względnie poziomą i pionową w podziemiu.

Podziemia o ścianach betonowych (żelbetowych), można zabezpieczyć od wody przez dodanie do betonu odpowiednich środków, wzgl. zastosowania odpowiednich cementów, zapewniających wodoszczelność.

b) Świeży mur zawiera 10—15% wody (na wagę), gdy ilość ta dla budynków mieszkalnych nie powinna przekraczać 2—3%. Można go zatem tynkować dopiero po wyschnięciu, zwłaszcza, jeżeli stosuje się zaprawy szlachetne, uniemożliwiające dalsze schnięcie muru. W budynkach zatem, które mają być wykonane szybko, należy stosować taki materiał ścian i taką konstrukcję, przy których wprowadza się wodę w ściany w jak najmniejszej ilości (konstrukcja żelazna duże pustaki ceglane, beton osłaniający konstrukcję możliwie suchy). Pod tym względem szkieletowa konstrukcja żelazna jest korzystniejsza od żelbetowej.

c) Przesiákanie wody z opadów atmosferycznych (deszcz zaciánający ukośnie, niektóre miejsca specjalnie narażone). Aby się uchronić od niego, należy zastosować szlachetne tynki cementowe, wodoszczelne oblicowanie płytkami ceramicznymi, a także pokrywanie nieprzepuszczalnymi powłokami, odpornymi na działanie wilgoci i pary, jak szkło wodne i t. d.

d) T. zw. przemazanie ścian, wogóle kondensacja wilgoci, występuje jako rosa na wewnętrznej powierzchni ściany, gdy powietrze jest przesycone parą wodną, a powierzchnia ściany zimna i mało hydrokopijska. Pod tym względem cegła i wyprawa wapienna są znacznie korzystniejsze niż beton lub kamień.

e) Wreszcie woda może się przedostać wskutek wadliwej konstrukcji rynien, dachów, tarasów, balkonów, nieszczelności przewodów i t. d.

Ogniotrwałość ścian normują przepisy amerykańskie w ten sposób, że żądają, aby ściany zewnętrzne i mury ogniotrwałe mogły przetrwać w ogniu conajmniej 3 godziny, ściany działowe conajmniej godzinę.

Wymogi, dotyczące łatwej możliwości zmian w ścianach dotyczą głównie wbijania gwoździ, haków i t. d. (materiał ściany nie powinien być twardy), kucia brózd i t. d.

Wytrzymałość materiału ścian odgrywa w budowlach szkieletowych rolę znacznie mniejszą, niż w ceglanych, gdyż dźwigają się tu one wogóle tylko na wysokość jednego piętra. Tylko w kondygnacjach podziemnych ściany muszą przenosić także parcie ziemi (por. Podr. Inż., tom III, str. 2175). Najlepiej wykonać je wtedy jako żelbetowe.

Łatwość wykonania jest wogóle tem większa, im materiał dany jest lżejszy, oraz w im większych przychodzi blokach, oczywiście w granicach łatwej manipulacji niemi.

Odkształcalność ścian w budynku szkieletowym nie odgrywa większej roli przy murze ceglany, natomiast w materiałach cementowych, mniej w murze z cegły cementowej, występuje skurcz, który czasem jest znaczny i powoduje rysy i pęknięcia, zwłaszcza wzdłuż słupów i podciągów szkieletu. Bardzo podlegają skurczowi betony lekkie, np. gazobeton, celolit, dimabeton i t. d. Dlatego ściany z takich materiałów powinny być wykonane z poszczególnych bloków, które są starsze (przynajmniej 4—6 miesięcy), w miejscach zabezpieczonych od wpływów atmosferycznych, a nie wykonywane w deskowaniach na miejscu. Niedopuszczalne są również materiały, które odkształcają się wskutek reakcyj chemicznych, np. żuzłobeton, zawierający dużo siarki, który łatwo zwiększa objętość, zwłaszcza tam, gdzie do niego dochodzi łatwo woda lub wilgoć, a więc w ścianach zewnętrznych, tarasach i t. d.

Lekkość ścian jest bardzo ważna, gdyż ciężar ich odgrywa bardzo wielką rolę w obciążeniu słupów i fundamentów.

Jako rezultat tych rozważań dochodzi się wogóle do przeświadczenia, że najkorzystniejsze są mury ceglane.

Cegły pełnej używa się w ścianie szkieletowej wyjątkowo, z powodu znacznego ciężaru muru z niej ( $1600 \text{ kg/m}^3$  na prawie wapiennej,  $1700 \text{ kg/m}^3$  na cementowej), używana jest natomiast w piętrach niższych ścian zewnętrznych, gdy dźwigają one same siebie, (t. j. gdy szkielet jest tylko wewnętrzny), również w kondygnacjach podziemnych.

Grubość ścian dźwiganych przez szkielet stosuje się zwykle równą we wszystkich piętrach, mianowicie 41 cm dla cegły normalnej.

Cegła pusta posiada mniejszy ciężar, a nadto większe walory termiczne. Ciężar muru z cegły takiej o wymiarach normalnych  $1300 \text{ kg/m}^3$ , a jeżeli zastosuje się specjalne pustaki ceglane, nawet znacznie mniej. Pustaki takie jednak trzeba wogóle specjalnie zamawiać, co może się opłacić przy większych budynkach, zwłaszcza z uwagi na postępowanie robót. Pustaki takie mogą mieć wymiary 3—4-krotnie większe od cegły normalnej, a nawet jeszcze większe. Korzystny, choć kosztowniejszy kształt pustaków por. fig. 414.

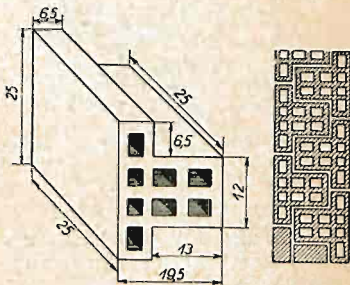


Fig. 414

Przy budowie gmachu Prudential w Warszawie używano cegieł pustych o wymiarach  $27 \times 27 \times 13 \text{ cm}$ , przy czym ten ostatni wymiar okazał się najkorzystniejszy. Zastosowano tu ściany o grubości  $1\frac{1}{2}$  cegły, przy czym na wyższych piętrach wiewy wprowadzono dodatkowo izolację korkową o grubości 2 cm,

z uwagi na oziębiający wpływ wiatru na tej wysokości. Również w parapetach podokiennych, gdzie grubość mogła wynosić tylko 1 cegłę, zastosowano izolację korkową. Szczegół tej ściany por. fig. 415.

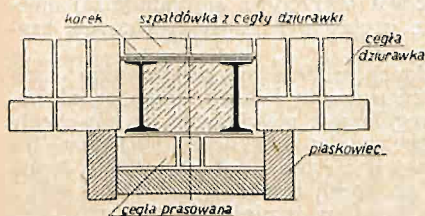


Fig. 415

Ściany 14 piętrowego gmachu w Katowicach wykonano z cegły dziurawki o wymiarach  $30 \times 15 \times 10 \text{ cm}$ , o czterech otworach. Zdolność izolacyjna ściany wykonanej z takiej cegły, odpowiada izolacji termicznej muru z cegły pełnej o grubości 55 cm. Ciężar tej cegły wynosi w stanie suchym około 2,3 kg, zaś w stanie wilgotnym około 2,6 kg. Ciężar muru wynosił tu  $550 \text{ kg/m}^3$ .

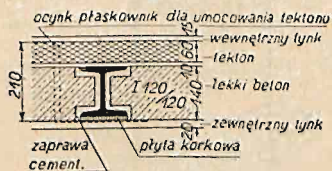


Fig. 416

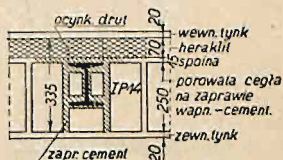


Fig. 417

Inne przykłady ścian por. fig. 416—418; zarazem widać tu osłonę szkieletu żelaznego.

Cegła pusta jest o tyle niekorzystna, że pochłania podczas budowy dużo wody, oraz, że kucie brózd w niej jest niewygodne, zwłaszcza, jeżeli ściany z cegieł są cienkie.

W razie wykonywania muru na cemencie, korzystne są fugi przestawione ze względu na przemarzanie, co jednak stosowane jest stosunkowo rzadko z uwagi na kłopotliwsze wykonanie.

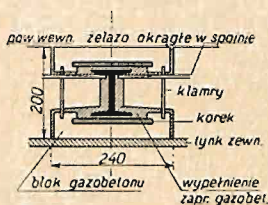


Fig. 418

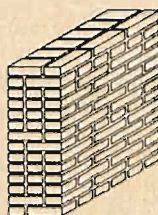


Fig. 419

Na fig. 419 przedstawiona jest ściana z cegieł pełnych z niezapelnionymi fugami pionowymi, bardzo korzystna według doświadczeń sowieckich z r. 1932.

Pustaki betonowe są niekorzystne, gdyż przemarzają, dlatego też nie mogą przechodzić przez całą grubość ściany. Również nie zawsze mamy dotychczas korzystne rezultaty ze ścianami z betonów lekkich (celolit, gazobeton, por. Podr. Inż., tom III, str. 1885), głównie z uwagi na ich zmiany objętości.

Ścianki przedziałowe wykonywa się zazwyczaj możliwie lekkie z cegły dziurawki o grubości  $\frac{1}{4}$  cegły trocinówki, rzadziej z innych materiałów.

Znając zgóry położenie ścianek, oblicza się odpowiednie dźwigary na ich ciężar. Jeżeli w rozmieszczeniu ścianek mogą jednak nastąpić zmiany, lub jeżeli ono wogóle jest niewiadome, należy wedle przepisów polskich dodać do obciążenia zmiennego (użytecznego) stropów  $75 \text{ kg/m}^2$  stropu pod danym piętrzem (por. str. 3022). Jeżeli ściana nie ma obciążać stropu, np. jeżeli trzeba ją ustawić w miejscu, w którym nie była przewidziana, na istniejącej już konstrukcji stropu, wykonywuje się ściany samodźwigające się, a więc drewniane.



Fig. 420

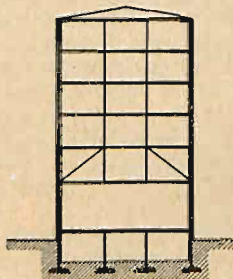


Fig. 421

ewentualnie ceglane na cemencie z zastosowaniem wkładek z małych płaskówek (t. zw. bednarki) w fugach.

Ścianki drewniane, obite celotexem, doskonale izolują dźwiękowo. Można też zastosować ścianki z lekkich betonów z wkładkami. W razie konieczności zastosowania cięższej ściany w nieprzewidzianem

zgóry miejscu można w danem pięttrze zastosować dodatkową belkę kratową, najlepiej dospojona, nawet w konstrukcji zasadniczo nitowanej. Otwory drzwiowe w ściankach drewnianych umieszcza się dowolnie, otwory w ścianach ceglanych lub betonowych wykonywa się, zakładając wkładki bezpośrednio nad otworami.

Jeżeli w dolnych kondygnacjach mają być ubikacje szersze niż rozstaw słupów pięter wyższych, to umieszcza się nad nimi podciągi żelazne. Podciągi te mogą mieć wysokość całej kondygnacji i wtedy wykonywa się je jako kratowe lub ramowe. Kształt kraty może być zawsze dostosowany do wymaganych otworów w danej ścianie (por. fig. 420—421). Podciąg kratowy na fig. 422 umieszczony górną, spełnia nieco inne zadanie, mianowicie dźwiga podwieszoną na nim wystającą część budynku.

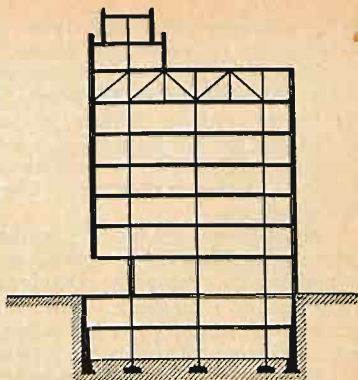


Fig. 422

#### 4. Stropy.

Stropy budynków szkieletowych żelaznych powinny być ogniotrwałe, możliwie nieakustyczne, lekkie, łatwe i szybkie w wykonaniu i posiadać małą wysokość konstrukcyjną.

Ogniotrwałość posiadają wszystkie stropy żelbetowe, oraz stropy, oparte na belkach żelaznych, jeżeli dolna stopka tych belek będzie należycie zasłonięta. W domach, w których mało jest palnych przedmiotów, można uważać wogóle wszystkie stropy na dźwigarach żelaznych za ogniotrwałe. Jeżeli chodzi w bardzo wysokim stopniu o ogniotrwałość, to należy stopki dźwigarów osłonić dołem materiałem ogniotrwałym, np. zastosować pustaki ceglane o odpowiednich nosach lub zaprawą cementową na siatce.

Akustyczność stropów jest bardzo niemila, gdyż hałasy najłatwiej przenikają właśnie przez stropy. Sprawa ta omówiona jest w Podr. inż. (tom IV, str. 2344). Najbardziej akustyczne są stropy żelbetowe z podłogą na lepiku. Warstwa podsypki zmniejsza bardzo akustyczność. Stropy ceglane z podsypką są pod tym względem najkorzystniejsze. Dobrze jest założyć na podłogach akustycznych stropów dywany, które tłumią odgłosy.

Łatwość wykonania dotyczy tak samego wykonywania, jakoteż oddania ich przedewszystkiem do tymczasowego użytku. Korzystne są stropy, których wykonanie nie wymaga rusztoowań i szalowań, zabierających miejsce i uniemożliwiających wykonywanie innych robót, jak np. wypełnianie ścian szkieletu. Korzystne są zatem stropy na belkach żelaznych lub na gotowych beleczkach żelbetowych, a zatem np. stropy Kleina i podobne, oraz Isteg i podobne. Natomiast nie są korzystne stropy żelbetowe, betonowane na miejscu.

Równie ważne jest, by strop wykonany mógł być możliwie prowizorycznie s z y b k o u z y t k o w a n y, t. j. by można było go obciążać, oraz by na nim nie było potrzeba stawiać rusztoowań wyż-

szych kondygnacyj. Pod tym względem również większe walory mają stropy na gotowych belkach.

Najlżejsze są stropy z pustaków ceglanych, oraz niektóre stropy żelbetowe. Można przy ich zastosowaniu osiągnąć ciężar ok. 200 kg/m<sup>2</sup>. Stropy Kleina z cegły pełnej między dźwigarami są bardzo ciężkie (350 kg/m<sup>2</sup> i więcej) i dlatego w tej formie ich się nie używa, ale tylko z zastosowaniem cegieł pustych. Wogóle staramy się stosować stropy, których ciężar własny wynosi 200—300 kg/m<sup>2</sup>.

Malą wysokość konstrukcyjną posiadają stropy żelbetowe, oraz stropy ceglane oparte na dźwigarach przyspawanych do podciągów i słupów. Dźwigary takie dają bowiem możliwość utwierdzenia i ciągłości (por. niżej), a tem samym odpowiednie zmniejszenie momentów zginających. Konstrukcja nitowana jest pod tym względem znacznie niekorzystniejsza.

Wysokość dźwigarów ograniczona jest grubością stropu; w normalnym wypadku grubość ta wynosi  $g = 30 - 40$  cm. wobec czego maksymalna wysokość dźwigarów stropowych jest  $h = g - s - p$ , gdzie  $s$  jest grubością wyprawy sufitu, zaś  $p$  grubością potrzebną na ułożenie podłogi; zwykle  $p = 7 - 9$  cm.

Po uwzględnieniu powyższych rozważań dochodzi się do następującego wniosku:

Zazwyczaj stosuje się stropy ceglane między dźwigarami (figura 423). Posiadają bowiem następujące zalety: są mniej akustycz-

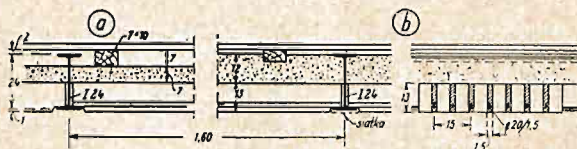


Fig. 423

ne, wygodne w wykonaniu, przyczem wykonanie to jest niezależne od pory roku i od temperatury, pozwalają na użytkowanie ich dla celów budowlano-komunikacyjnych już nawet po ułożeniu samych belek, przy ich wykonaniu zbyteczne są deskowanie i rusztowanie, jakie przy stropach żelbetowych zajmują przez jakiś czas poszczególne piętra, wreszcie w razie późniejszej rozbiórki domu można belki żelazne użytkować nieraz prawie w całości.

Stropy z cegieł pełnych między dźwigarami, t. zw. Kleina (Podr. inż., t. III, str. 1908), są używane wyjątkowo z powodu ich wielkiego

ciężaru. Odstęp dźwigarów wynosi tu 1—2 m. Korzystniejsze są także stropy z cegieł pustych, a jeszcze lepsze stropy wykonane na

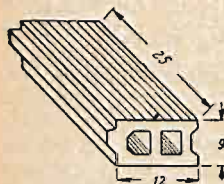


Fig. 424

tej samej zasadzie z pustaków ceglanych o specjalnych kształtach, jeżeli poszczególne cegły wspierają się na sobie przy pomocy zębów, jak np. pustaki Foerster'a (fig. 423) i t. d. Odstęp dźwigarów są tu większe i wynoszą 1,5—2,5 m. Jeżeli odstęp dźwigarów jest większy

(ponad 2,0 m), to należy na sklepieniu ceglanem dodać warstwę 3—5 cm betonu.

Stropy zazębione samodzwigające się, jak np. stropy Pomorze (fig. 425), posiadają pustaki o wymiarach znacznie większych od normalnych cegieł, zęby ich zachodzą na siebie lepiej, a nadto sąsiednie cegły przesunięte są względem siebie, co powoduje, że łącznie działają jako płyta. Rozpiętości tych stropów dochodzą do 5 m.

Stropy żelbetowe, w szkieletowym budynku żelaznym zwykle gęsto żebrowane, posiadają większe walory ogniotrwałości, oraz są często lżejsze.

Ze stropów żelbetowych, stosowanych u nas, nadają się do żelaznych budynków szkieletowych przede wszystkim następujące systemy:

Strop Isteg wykonywany na gotowych beleczkach żelbetowych; — zastosowany był on w wieży gmachu Prudential w Warszawie

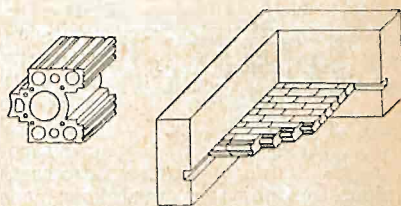


Fig. 425

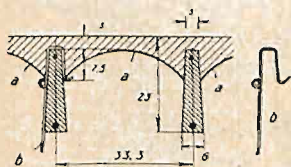


Fig. 426

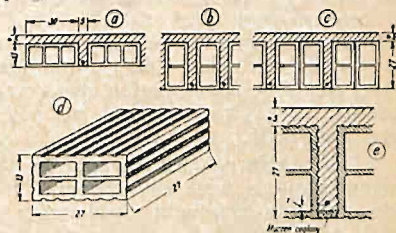


Fig. 427

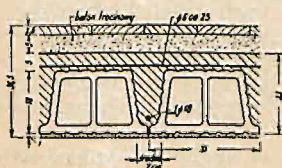


Fig. 428

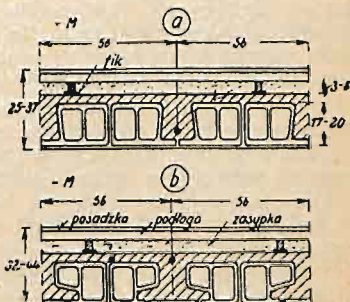


Fig. 429

z powodu lekkości i łatwości wykonania (fig. 426). Strop Polonja żeberkowy żelbetowy między pustakami ceglanymi (fig. 427), oraz stropy podane na fig. 428 i 429 wymagają dołem już większego rusztowania, więc są mniej korzystne. Strop na figurze 430 przedstawia jeden z systemów amerykańskich.



Fig. 430

Przegląd stropów por. Podręcznik inżynierski tom III, str. 1902 do 1908, oraz Nechay: Beton w budownictwie mieszkaniowym.

Ze względu na izolację akustyczną wskazane jest umieszczenie podłogi nie na lepiku, ale na podsypce (zagruzowaniu), co jest zato konstrukcją cięższą. Aby uniknąć dołem ciemnych smug w miejscach, gdzie znajdują się dźwigary żelazne pomiędzy cegłą lub żeberka stropów żelbetonowych, między np. pustakami ceglanymi, należy stopki dźwigarów dołem przesłonić warstwą zaprawy na siatce, gruzem ceglanym, lub w razie stosowania specjalnych pustaków odpowiednimi nosami tych pustaków podchodzących pod stopkę (używane zwłaszcza w Ameryce i w Niemczech) (fig. 431).



Fig. 431

### 5. Dźwigary i podciągry żelazne.

Stropy żelaznych budynków szkieletowych są rozpięte pomiędzy dźwigarami. Odstęp dźwigarów tych wynosi: dla stropów ceglanych typu Kleina i podobnych (j. w.) 1,30—2,00 m; dla żelbetonowych oraz dla ceglanych ząbionych samodźwigających się więcej, do 4—5 m. W konsekwencji przy zastosowaniu typu pierwszego w polu, zamkniętym 4 słupami, znajdują się dźwigary pośrednie, opierające się na podciągach (fig. 432), natomiast przy typie drugim żebra żelbetowe, względnie pustaki, spoczywają wprost na podciągach (por. fig. 433).

Jako główną zasadę należy przyjąć normalizację, a więc zastosowanie możliwie jednostajnego rozkładu dźwigarów stropowych w racjonalnie dobranych odstępach od siebie. Konstrukcja jest tem tańsza, im odstęp dźwigarów zastosujemy większy, z drugiej jednak zwiększenie to wymaga wyższych profili, a tem samem pogrubia strop, który najczęściej dołem musi być gładki. Dlatego zwykle idzie się drogą pośrednią.

Przy projektowaniu stropów żelaznych należy starać się bardzo o oszczędność, gdyż ciężar belek stropowych i podciągów wynosi zwykle w kilkupiętrowych budynkach ponad 60% całego ciężaru konstrukcji żelaznej, a nawet do 80%, jeżeli ściany zewnętrzne są murywane, a słupy znajdują się tylko w środku budynku. Oczywiście, w budynkach wysokich udział słupów w wadze ogólnej konstrukcji jest odpowiednio większy.

Dźwigary mogą być rozmieszczone równoległe lub prostopadłe do linii frontu. Zależy to przede wszystkim od dwu czynników: od odstępu słupów i od szerokości traktu, a także od tego, czy i jak szeroki korytarz przechodzi środkiem traktu. Najczęściej na pytanie to odpowiada się przy pomocy prób, mianowicie obliczając jedno normalne pole (od słupa do słupa) w obu warjantach i przyjmując ustrój korzystniejszy. Wogóle przy stosowaniu nitowania oszczędniejszy jest nieco układ dźwigarów równoległy do linii frontu; przy stosowaniu spawania różnica ta w konstrukcji czysto szkieletowej zaciera się znacznie. Dla stężenia budynku lepszy jest układ prostopadły.

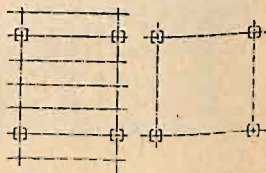


Fig. 432

Fig. 433



Dość znaczną ekonomję uzyskuje się przez wprowadzenie belek ciągłych, zwłaszcza, jeżeli liczy się sam profil belki ze względu na moment w środku pola, zaś na podporach, t. j. w miejscu największych momentów, zastosuje się dospojone nakładki.

Zastosowanie belek ciągłych pozwala na zmniejszenie ciężaru konstrukcji żelaznej stropów o 8—10%, w poszczególnych wypadkach nawet do 20%. Również utwierdzenie całkowite lub częściowe dźwigarów pozwala na podobne oszczędności. Uwzględnienia plastyczności materiału pozwala na uzyskanie ekonomji nawet bez zastosowania nakładek.

Ciągłość belek nad podciągami można uzyskać także w konstrukcji nitowanej, aczkolwiek znacznie trudniej, gdyż połączenie jest wtedy bardziej skomplikowane. Mianowicie dźwigary, dochodzące obustronnie do podciągów, łączy się przy pomocy nakładki, przynitowanej do górnych stopek dźwigarów, przyczem dobiera się jej przekrój tak, aby przeniosła całą siłę rozciągającą C. Siłę ściskającą D przenosi się przy pomocy klinów żelaznych k umieszczonych w szczelinie w wysokości dolnej stopki dźwigarów. Otrzymujemy wtedy:

$$M = Ce = De$$

gdzie e jest odstępem między siłami C i D (fig. 434).

Nakładkę górną najwygodniej przeprowadzić bezpośrednio nad stopką górną

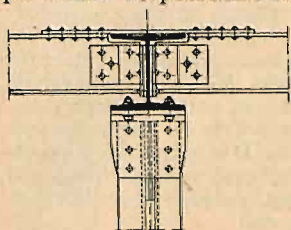


Fig. 435

podciągu (fig. 434 i 435). Jeżeli podciąg jest wysoki, to zwykle trzeba wyciąć w podciągu odpowiednią szczelinę dla przeprowadzenia nakładki (figu-

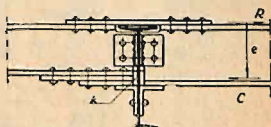


Fig. 434

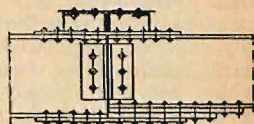


Fig. 436

ra 436). Połączenia takie wymagają bardzo starannego i dokładnego montażu.

Znacznie prostsze są analogiczne połączenia spawane, przy których nakładkę dospaja się do górnej stopki dźwigarów, a nadto stopkę dolną i ściankę utwierdza do podciągu przy pomocy spoin.

Przy dobrem wykonaniu spawania można opuścić nakładki, a siły ciągnące przenieść przez spoiny górne.

Dźwigary przytwierdzone do podciągów lub słupów przy pomocy kątovek i nitów w sposób normalnie stosowany oblicza się jako wolnopodparte. W rachunek możemy jednak wprowadzić utwierdzenie belek, jeżeli naróża zostaną specjalnie usztywnione albo, jeżeli zastosujemy połączenia przy pomocy klinów (fig. 437 i 438) zabezpieczając zupełnie utrzymanie kąta utwierdzenia.

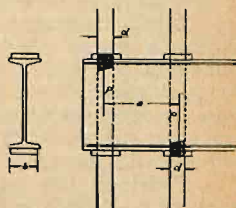


Fig. 437

Zasada połączenia klinowanego polega na tem, że podciąg ustawia się w słup z dwu ceówek, połączonych blachami i kątownikami, tak, aby po usunięciu dźwigara pozostawał górą i dołem luz, w które to miejsce wciska się następnie żelazne kliny o grubości około 20 mm. Po szczelnem wstawieniu klinów ustala się połączenie, przeprowadzając śruby przez kliny, oraz przez kątowniki i dźwigary. Rozkład sił w takim połączeniu por. fig. 437. Ciśnienie  $\sigma$  na szerokości  $d$  można przyjąć równomiernie. Otrzymujemy tu:

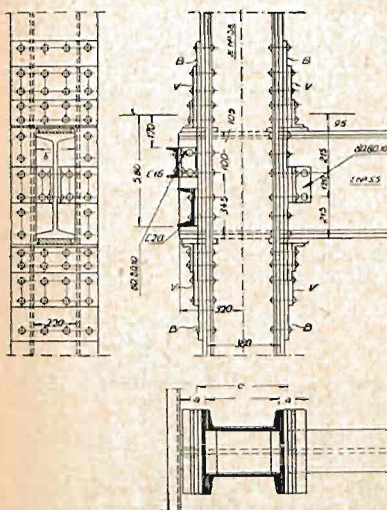


Fig. 438

$$F = \frac{M}{a}, \text{ oraz } \sigma = \frac{P}{bd} = \frac{M}{abd}$$

Pierwszy ustrój dopuszczalny jest jednak tylko bardzo rzadko, zaś drugi jest kłopotliwy i kosztowny. Natomiast połączenia spawane pozwalają na uzyskanie utwierdzenia zawsze i to bez trudności. Stopień utwierdzenia zależy zaś dla danego dźwigara od wielkości spoin. Można tu przy najprostszym połączeniu uzyskać utwierdzenie częściowe ( $M = 0,8 M_0$ , gdy  $M_0$  jest momentem

belki wolnopedartej), zaś przy odpowiednio mocnych spoinach nawet utwierdzenie całkowite. Prowadzi to oczywiście do bardzo znacznej redukcji ciężaru dźwigarów stropowych. Dźwigary wolno podparte bardzo silnie obciążone lub też takie, których rozpiętość wynosi więcej niż 6 m, należy obliczyć też na najw. ugięcie, które nie powinno wynosić więcej niż  $\frac{1}{500}$  rozpiętości, więc

$$f = \frac{5 p l^4}{384 E J} \leq \frac{1}{500}$$

Przy belkach częściowo lub całkowicie utwierdzonych lub ciągłych należy uwzględnić ich kształt linii ugięcia i odpowiednio do tego przyjąć rozpiętość, dla której uwzględniać trzeba strzałkę ugięcia.

Jeżeli pragniemy belkę wykonać jako ciągłą, a mamy trudności przy przeprowadzeniu jej przez słup podczas montażu, to w razie stosowania konstrukcji spawanej możemy wykonać w dowolnem miejscu styk, np. wedle fig. 439, i w ten sposób ułatwić montaż.

Podciągi dźwigają ciężar znacznie większy i dlatego zazwyczaj będą wystawać w dół z płaszczyzny stropu. Możliwe jest to jednak zazwyczaj tylko wtedy, gdy mogą być one ukryte w ściankach działowych lub przy stropach kantonowych. W przeciwnym razie kryje się je zwykle w stropie, a to, albo stosując na dźwi-

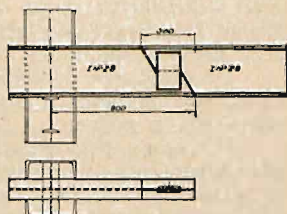


Fig. 439

garach przyspojone nakładki albo dając podwójne lub nawet czasem potrójne dźwigary, ewentualnie również z nakładkami, albo wreszcie stosując odpowiednio niskie blachownice, pojedyncze lub podwójne, najlepiej również spawane, gdyż najłatwiej je wtedy wykonać (fig. 440).

Podciągi ściennie zewnętrzne mogą być pojedyncze tylko przy odpowiednio cienkich ścianach ze specjalnych cegieł, normalnie jednak ścianę lepiej jest podeprzeć na dźwigarze podwójnym, gdyż mur

nie powinien wystawać poza stopki dźwigara więcej niż 5 cm. Podciągi z ceówek są mniej ekonomiczne od podciągów z dwuteówek, pozwalają jednak na lepsze wykorzystanie przestrzeni między nimi

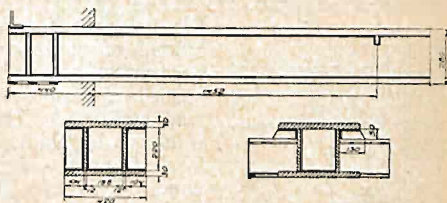


Fig. 440

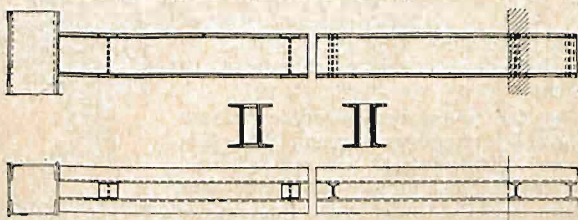


Fig. 441

na przewody, a nadto często są łatwiejsze w połączeniach, dlatego też stosuje się je chętnie (fig. 441).

Dla większych rozpiętości i ciężarów podciągi mogą być blachownicami lub kratownicami, czasem nawet podwójnemi.

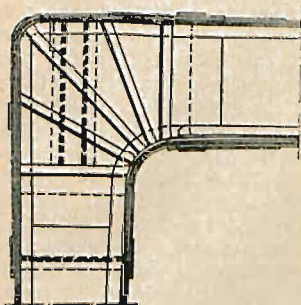


Fig. 442

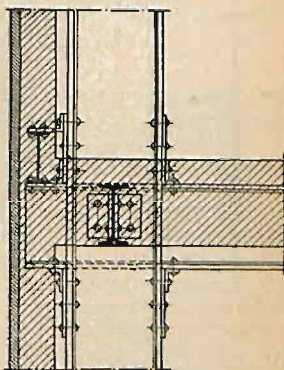


Fig. 443

Podciągi wchodzą niekiedy w poszczególnych miejscach również w skład wiatrownic i w takim razie stanowią rozporę kratownicy.

W tym ostatnim wypadku podciąg najczęściej wystaje dołem, a nadto posiada skosy proste lub wyokrąglone w narożach (fig. 442).

Na fig. 443 widzimy słup obciążony ścianą zewnętrzną centrycznie, pomimo, że ściana ta nie znajduje się w osi tego słupa.

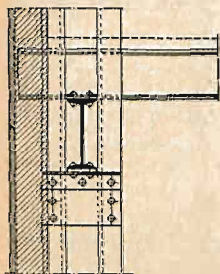


Fig. 444

Dźwigary stropowe, położone na podciągu, są tu wysunięte, a ściana frontowa wspiera się na wsporniku. Podciąg ścienny nie jest tu skryty w ścianie, należy go więc oddzielnie obudować, co powiększa koszt wykonania. Usztywnienie podłużne budynku jest dość słabe. Fig. 444 podaje rozwiązanie o tyle lepsze, że podciągi (poprzeczne) przeprowadzone są przez słup. Dźwigary ściennie pojedyncze lub lepiej podwójne, ułożone są na wspornikach.

Na fig. 445 widać bezpośrednie połączenie dźwigara ściennego ze słupem. Słup ściany frontowej jest wówczas na zewnątrz widoczny, co zresztą jest nieraz nawet pożądane ze względów architektonicznych. Podciąg ścienny jest równocześnie dźwigarem stropowym. Ujemną stroną jest mimośrodkowe obciążenie słupa stropem.

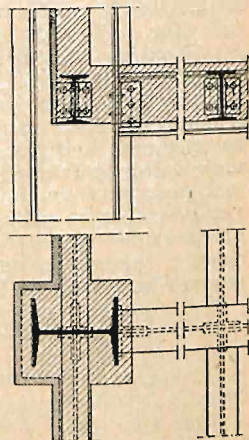


Fig. 445

Słup fig. 446 składa się również z dwóch ceowników wzmocnionych w dolnych kondygnacjach nakładkami. Jest on obciążony ekscentrycznie od strony sąsiada podciągami podtrzymującymi ścianę szczytową.

Aby zmniejszyć moment zginający w słupie, przepuszczono przezeń podciągi do ściany sąsiada i na wystającym końcu oparto zewnętrzne belki podciągów podtrzymujących ścianę szczytową. Belki wewnętrzne, które trafiają w ścianę ceówki słupa w niewielkiej (80 mm) odległości od osi, połączono ze słupem bezpośrednio. Podciągi podłużne spoczywają na siodełkach z dwuteówek umocowanych w osi słupa. Dzięki temu uzyskano prawie osiowe przeniesienie obciążenia na słup. Mały moment zginający powstaje skutkiem ekscentrycznego przytwierdzenia wewnętrznych belek podciągów ściennych.

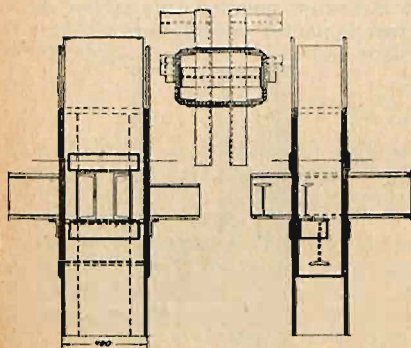


Fig. 446

Fig. 447 i 448 przedstawiają szczegóły konstrukcji spawanej na warsztacie, a nitowanej na budowie.

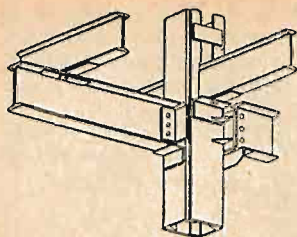


Fig. 447

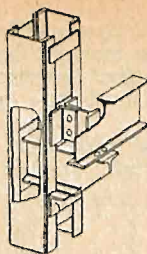


Fig. 448



Fig. 449

Jeżeli konstrukcja jest częściowo szkieletowa, a częściowo murowana, to dźwigary należy co kilka metrów zakotwić w murze (np. wedle fig. 449).

## 6. Słupy.

Najczęściej stosowane przekroje słupów podane są na fig. 450—466.

Najwygodniej stosować słupy złożone z dwu ceówek zwróconych do siebie (fig. 450 i 451), gdyż tu otrzymuje się ze wszystkich stron

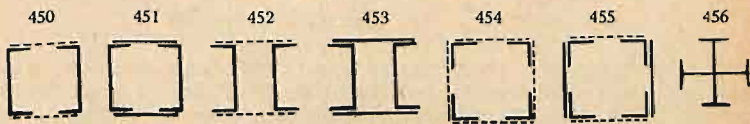


Fig. 450—456

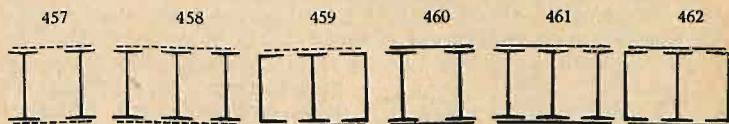


Fig. 457—462

płaszczyzny wygodne do przytwierdzenia belek i podciągów. Słupy wedle fig. 450 i 452 należy zwrócić w tym kierunku, w którym przez słup przebiegać będzie podciąg. Słupy z nakładką wedle fig. 451, 461, 462 są możliwe tylko do elementów spawanych, wedle fig. 453 też dla nitowanych. Dla większych obciążeń korzystne są słupy z dwuteówek (fig. 456 i nast.). Słupy z pojedynczych dwuteówek nadają się u nas tylko na małe domki lub — zresztą rzadko — w najwyższych kondygnacjach domów wielopiętrowych. Zagranicą, gdzie walcuje się profile szerokostopowe, spotykamy je także i w większych budowlach. Są one o tyle wygodne, że wymagają mało robocizny. Jeżeli przy dużych obciążeniach trzeba zmieścić się w obrębie stosunkowo niegrubej ściany, to dla konstrukcji spawanych korzystny jest przekrój wedle fig. 462, dla konstrukcji nitowanych wedle fig. 455.



Fig. 463

Słup wedle fig. 463 (spawany) jest bardzo wygodny, gdy słup musi mieć wymiary określone, o kształcie długiego a wąskiego prostokąta, np. w bibliotekach.

Słup o kształcie podanym na fig. 456 jest o tyle korzystny, że posiada duży i ten sam moment bezwładności w obu kierunkach. Wykonywa go się wedle fig. 464 wycinając odpowiednio dwuteówki, zasuważąc je na siebie i następnie łącząc ścianki przy pomocy spawania.

Jako zasadę przyjąć należy na całej wysokości danego słupa ten sam zasadniczy kształt przekroju. Zmienia się on ku dołowi

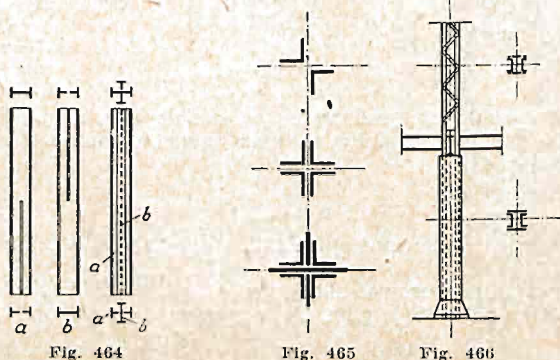


Fig. 464

Fig. 465

Fig. 466

wraz z wzrastającym obciążeniem przez zwiększenie profili, większe ich rozstawienie, przez dodanie blach (nakładek) i belek profilowanych. Np. fig. 465 przedstawia ten sam słup na 6 piętrze, na 3 piętrze i na parterze. Por. też fig. 466.

Styki słupów. Styk słupa powinien mu zapewnić ciągłość i sztywność, oraz umożliwić i ułatwić montaż. Poszczególne części słupów mają zazwyczaj długość 7—12 m, przechodzą więc przez 2—3 piętra. Decyduje tu wygoda montażu i nośność dźwigu stosowanego przy montażu. Wogóle wskazane jest, zwłaszcza przy słupach o większych przekrojach, zastosowanie dźwigów o jak największej nośności, ewentualnie nawet łącznie dwu dźwigów. Najczęściej dla wygody styki wszystkich słupów umieszcza się w tych samych



Fig. 467



Fig. 468



Fig. 469

piętrach (fig. 467), aczkolwiek styki przedstawione wedle fig. 468 i 469 nadają konstrukcji większą sztywność. Styki umieszcza się też zawsze w miejscu, w którym następuje zmiana profilu kształtówek słupa.

Styki wprowadza się zazwyczaj na wysokości 0,30—1,00 m nad podłogą. Wysokość 1,00 m odpowiada mniej więcej miejscu zerowego momentu w słupach. Gdy słupy wchodzi w skład tężników katowych, stosuje się nieraz styk w środku wysokości piętra (por. fig. 455). Rzadziej umieszcza się styk w poziomie podłogi (fig 470), najczęściej jako styk poprzeczny.

Styki mogą być podłużne, poprzeczne, mieszane i pośrednie.

Styk podłużny (fig. 471 i nast.) polega na tem, że części łączone pokrywa się odpowiednimi przykładkami, które mają przenieść siły

występujące w tych częściach. Przy tym styku nie trzeba obrabiać stykających się profiliów; stosuje się go, gdy profile górne i dolne są równo rozstawione, a jest bardzo wygodny, gdy mają nadto te

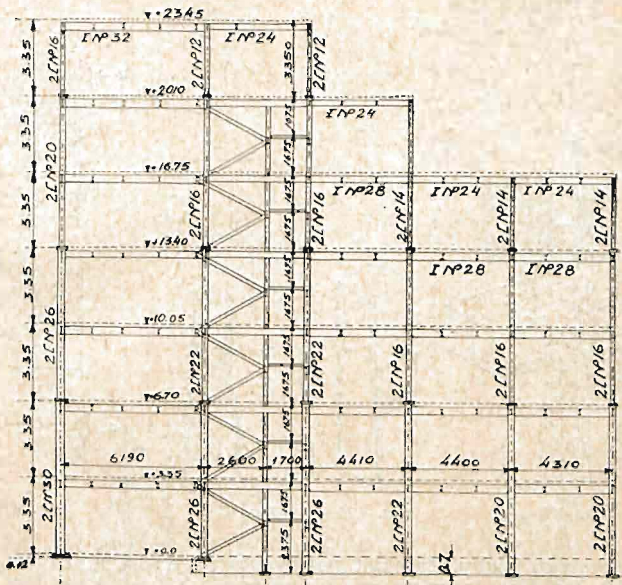


Fig. 470

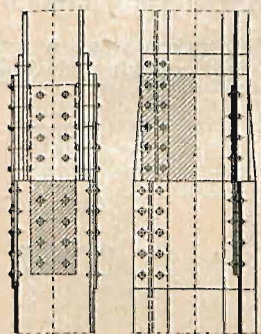


Fig. 471

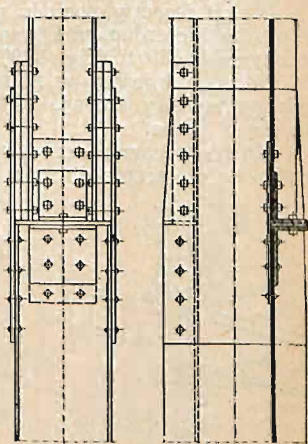


Fig. 472

same wymiary. Przy konstrukcji spawanej można zastosować styk podłużny nawet przy rozmaitych profilach przez odp. rozszerzenie profilu mniejszego lub zwężenie większego (fig. 475).

Styk poprzeczny (fig. 477) wykonywa się, kończąc obie części zetknięte, dolną i górną, poziomymi prostokątnymi płytami (blachami). Blachy te zaopatrzone są w otwory, przez które przeprowadza

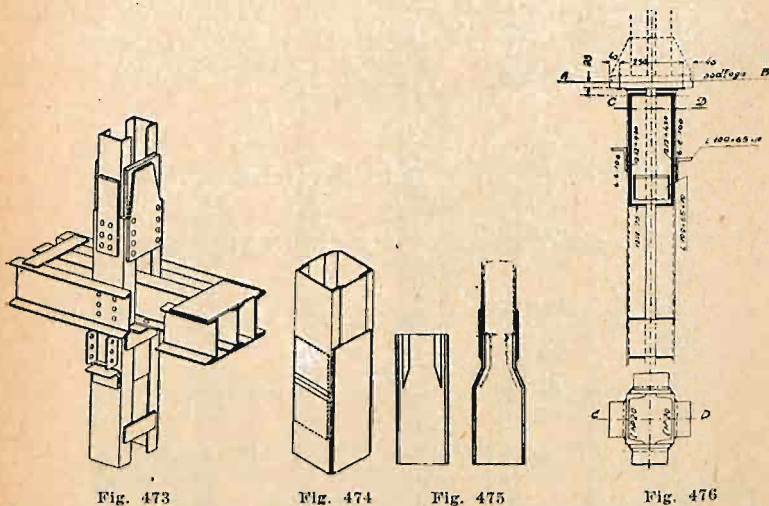


Fig. 473

Fig. 474

Fig. 475

Fig. 476

się na montażu śruby. Zamiast połączenia na śruby można zastosować zęby żelazne przyspójone do dolnej płyty, pomiędzy które wchodzi płyta górnej części słupa (fig. 478).

Styk mieszany posiada poziomą płytę (może być tylko jedna), ale oprócz niej również i przykładki pionowe, łączące ze sobą ścianki łączonych profili (fig. 478).

Najwygodniejszy w montażu jest styk podłużny lub mieszany. Styk poprzeczny stosuje się przy daleko idącej różnicy przekroju obu części słupa.

Można wreszcie zastosować styk pośredni, wykonywany w ten sposób, że na słupie dolnym ustawia się podciąg, zwykle podwójne

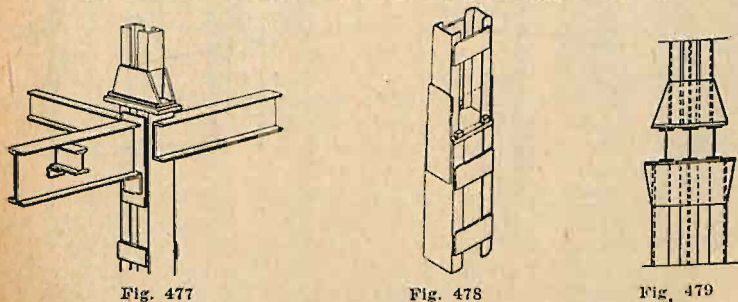


Fig. 477

Fig. 478

Fig. 479

lub potrójne, a na nich podstawę słupa górnego (fig. 479). Styk ten jest i mało sztywny i niewygodny, chociażby dlatego, że niejednokrotnie poszczególne dźwigary mają różną wysokość (nawet w gra-





Fig. 480

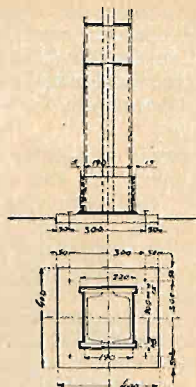


Fig. 481

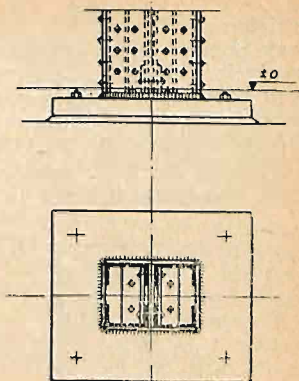


Fig. 482

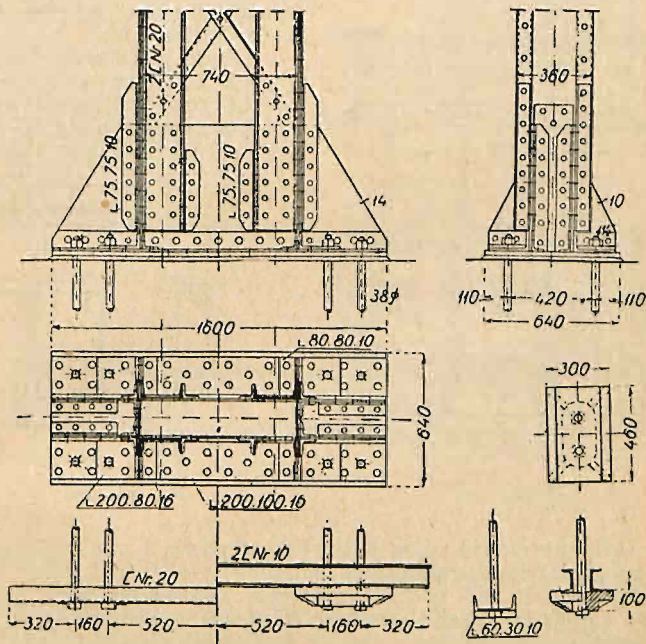


Fig. 483

nicach tolerancji) i dlatego, że trudniejsze jest tu należyte scentrowanie słupa.

Podstawy słupów wykształca się przy pomocy blach, względnie płyt poziomych, których wymiar zależy od dopuszczalnego ciśnienia

na beton (względnie inny materiał podstawy). W budynkach szkieletowych zazwyczaj jest mało miejsca na wytwarzanie podstaw przy pomocy blach trapezowych i dlatego coraz bardziej wchodzi w użycie podstawy z grubych płyt żelaznych (30—100 mm), na których bezpośrednio ustawia się kształtówki słupów i łączy spoinami (nawet w konstrukcjach pozatem nitowanych fig. 480 i nast.). Grubość płyt oblicza się na zginanie.

Mniej korzystne jest wytworzenie podstawy słupów przy pomocy trapezowych blach pionowych por. fig. 483. Przykład podstawy

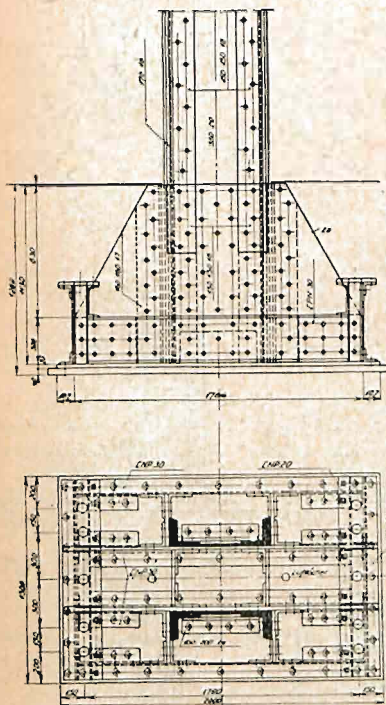


Fig. 484

ciężkiego słupa podany jest na fig. 484. Stopy składają się tu z dwu blach, czterech kątowników i ośmiu nakładek. Siła przenosi się na cztery ceówki częściowo bezpośrednio, częściowo za pomocą kątowników. Na końcach umieszczone w kierunku poprzecznym podwójne dźwigary w celu zakotwienia słupów. W płycie podstawowej pozostawiono dziury, przez które zalano ołowiem szczelinę między płytą a fundamentem.

Płyty podstawowe osadza się na 1—2 cm warstwie cementu, przy większych ciśnieniach na warstwie ołowiu, lanej lub też utworzonej z kilku ar-

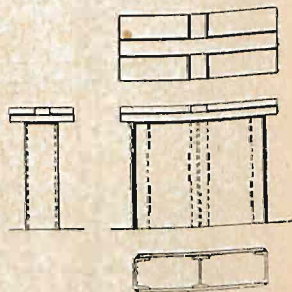


Fig. 485

kuszy (arkusze ołowiu mają zazwyczaj grubość 3 mm, zakłada się odpowiednią ich ilość, zależnie od potrzeby).

Słupy ustala się podczas montażu najczęściej przy pomocy dwu lub (rzadziej) czterech śrub do kamienia osadzonych w betonie (lub ciosie) podstawy (por. fig. 482). Dzisiaj niejednokrotnie osadza się je przy pomocy nie śrub, ale żeber z przyspojonych dołem płaskówek, co jest wygodniejsze w wykonaniu (fig. 485).

Celem zmniejszenia wymiarów płyty podstawowej stosuje się, zwłaszcza w Ameryce, przy bardzo znacznych obciążeniach ruszty z dwuteówek, których zadaniem polega na odpowiednim przeniesieniu oddziaływania słupa na fundament. Odstęp pomiędzy dwuteówkami

musi być taki, aby można było przestrzeń między nimi zabetonować. Rusztów takich może być parę, jeden na drugim (fig. 486).

Wysunięcie lub cofnięcie lica ściany wykonywane się przy pomocy odpowiednich podciągów. Fig. 487 podaje takie rozwiązanie tego zagadnienia w prostym przypadku. Na wsporniku szerokostopowego dźwigara wysuniętym na zewnątrz, spoczywa tu słup ściany, również z dźwigara szerokostopowego.

Podobnie rozwiązano ten sam szczegół przy budowie North Western Mutual Life Insurance Building w Milwaukee. Podtrzymano ścianę zapomocą potrójnego podciągu (fig. 488) o rozpiętości 7,35 m i wspornika o długości 2,62 m. Na końcu

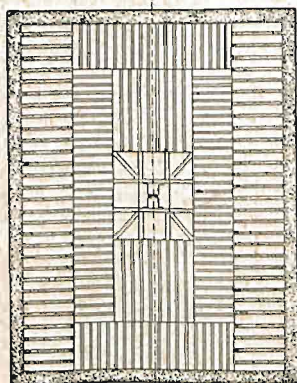
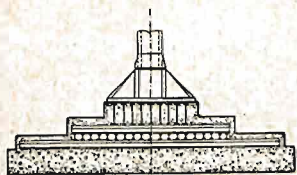


Fig. 486

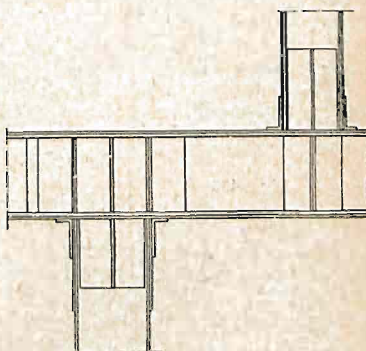


Fig. 487

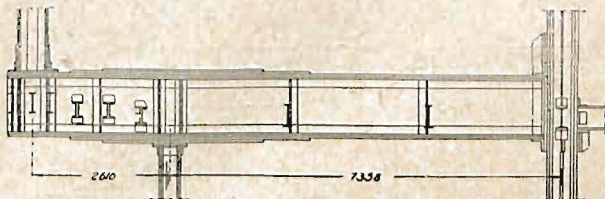


Fig. 488

wspornika słup konstrukcyjny ściany. Obudowa części wystającej powoduje tu pewne trudności.

Gmach tow. Prudential w Warszawie posiada frontowe słupy w najniższych kondygnacjach częściowo rozdwojone i rozsunięte. Na tej podwójnej dolnej części spoczywa słup 14 górnych kondygnacji przy pomocy poprzecznej krótkiej blachownicy podwójnej spawanej (fig. 489).

Wogóle przy projektowaniu konstrukcji żelaznej słupów i podciągów główną zasadą jest jak najdalej idąca normalizacja. Nadzwyczaj ważne jest unormowanie profili słupów jak również

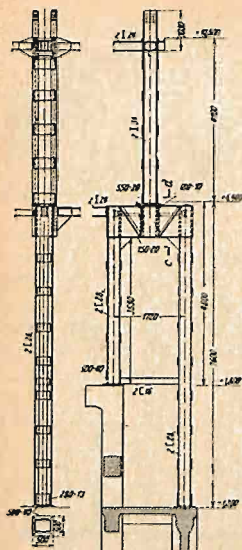


Fig. 489

powtarzających się wielokrotnie podciągów. Normalizacja ta ułatwi tak projektowanie, jak i wykonanie, a także zmniejszy koszty budowy. Należy również unormować podpory podciągów, starając się dążyć do centrycznego obciążenia wszystkich słupów.

## 7. Tężniki wiatrowe (wiatrownice).

Celem przejęcia sił poziomych, przede wszystkim od wiatru, oraz przypadkowych wstrząśnień podczas montażu, stosuje się wiatrownice czyli tężniki wiatrowe. Umieszcza się je przede wszystkim w płaszczyznach pionowych, ale także i w poziomych. Wiatrownice należy wprowadzić w szkielecie budynku, gdy stosunek wysokości budynku do jego podstawy  $h:b$  jest większy niż 4 dla budynków dołem obudowanych, a większy niż 3 dla budynków stojących wolno (por. wyżej). Zazwyczaj przyjmuje się, że parcie wiatru przenosi się w całości na szkielec (z wiatrownicami), pomimo, że i mury również ściane usztywniają.

Wiatrownice pionowe są pionowymi dźwigarami kratowymi lub ramowymi, których pasami są słupy szkieletowe. Umieszcza się je zazwyczaj w dwu prostokątnych (w rzucie poziomym) do siebie kierunkach i to w tych polach, w których jest to najkorzystniejsze z uwagi na rozkład ścian, drzwi i okien, najlepiej w ścianach i ściankach pełnych (bez otworów), gdyż wtedy nie jest się skrepowanym w wyborze systemu.

Systemy wiatrownic. Wogóle najkorzystniejsze są wiatrownice kratowe (trójkątne) pojedyncze (fig. 489),

490      491      492      493      494      495      496      497

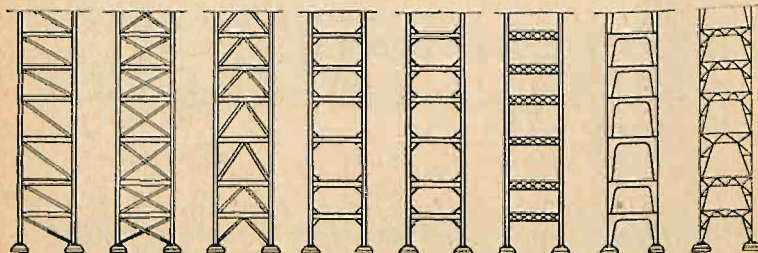


Fig. 490—497

częściej podwójne (fig. 491), zwane też przekątnymi, możliwe jednakowoż tylko wtedy, gdy w danej płaszczyźnie jest ściana bez otworów. Gdy w ścianie są otwory, można zastosować stężenia półprzekątniowe (K) (fig. 492), narożne czyli katowe blaszane (fig. 493) lub zastrzałowe (fig. 494), rozporowe (fig. 495), a wreszcie ramowe, tak blaszane (fig. 496), jako-

też kratowe (fig. 497). Najwygodniejsze w wykonaniu, wymagające najmniej materiału i najtańsze są teźniki trójkątne kratowe i dlatego stosowanie ich jest regułą, gdzie to jest tylko możliwe.

Wiatrownice kątowe stosuje się najczęściej w ścianach, w których znajdują się otwory okienne. Styki słupów przeprowadza się

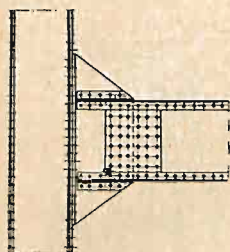


Fig. 498

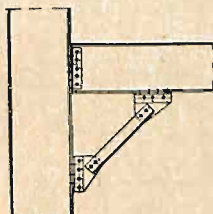


Fig. 499

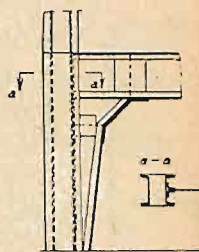


Fig. 500

przy nich nieraz w połowie wysokości kondygnacji ze względu na wygodę przy montażu (por. fig. 503).

Wiatrownice ramowe wymagają wogóle większej ilości materiału od innych, zwłaszcza, gdy są wykonane jako blaszane, z dru-

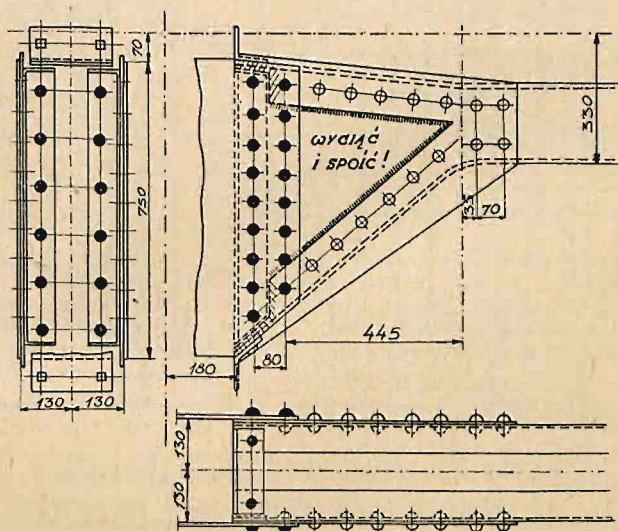


Fig. 501

giej strony pozwalają one na uzyskanie najmniejszej możliwej wysokości, dlatego łatwo je umieszczać nawet tam, gdzie w danym przeszle nie ma zupełnie ściany, a więc nawet w dużych salach. W razie,

jeżeliby ramy te musiały wystawać ze stropu, można je odpowiednio ukształtować architektonicznie (fig. 500, 501, oraz 442).

Wiatrownice ramowe kratowe wykazują mniejszą ilość materiału od blaszanych, zato mają większą wysokość konstrukcyjną. Kształty ich mogą być rozmaite. Właściwie wiatrownice kątowe ustrojem swoim należą również do wiatrownic kratowych ramowych.

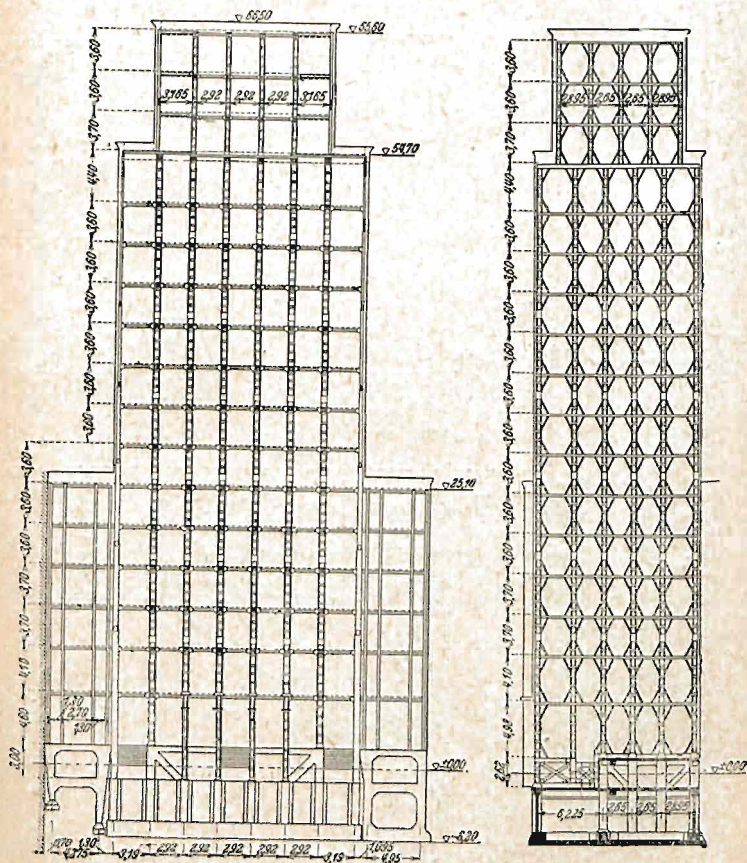


Fig. 502. Wieża gmachu tow. Prudential w Warszawie

Tężniki gmachu Prudential w Warszawie podane są na fig. 502. Wprowadzenie okien w dowolnym polu ścian przeszkadzało tu zastosowaniu tężników kratowych, tak, że najwłaściwszym rozwiązaniem okazały się wiatrownice kątowe. Wiatrownice takie powodują znaczne naprężenia zginające w słupach. Aby je zmniejszyć, przeprowadzono tu osie stężeń kątowych tak, że przecinają się one w osi słupów. Element montażowy tych wiatrownic przedstawia fig. 503. Przeniesienie ciśnienia wiatru z szerokich ścian wieży na powyższe tęż-

niki odbywa się w każdym piętrze przez wiatrownice poziome, oraz przez stropy.

W 14-to piętrowym gmachu w Katowicach nie można było zastosować jednolitego typu tężników. Trzeba było zmieniać je zależnie od warunków (fig. 504 i 505). Tężniki założono w obu kierunkach, równoległym i prostopadłym do frontu. Umieszczono je przede wszystkim w ścianach nieposiadających żadnych otworów, gdyż tam można było zastosować najwygodniejsze tężniki przekątne. W miejscach, w których wymiary otworów są zbyt wielkie, użyto tężników ramowych, zaś w ścianach zewnętrznych, gdzie okna uniemożliwiały zastosowanie konstrukcji innego rodzaju, umieszczono tężniki narożne (kątowe).

### 8. Obliczenie wiatrownic.

Obliczenie wiatrownic kratowych odbywa się wedle znanych zasad, wykreślenie lub analitycznie. Jeżeli krata znajduje się w kilku polach (fig. 506), to oblicza się całość w sposób przybliżony, rozkładając siły na słupy proporcjonalnie do odstępu ich od osi pionowej (zbochenie od równomiernego rozkładu słupów pomija się z uwagi na to, że obliczenie jest przybliżone). Całość pracuje na wiatr jako wspornik pionowy utwierdzony w fundamentach. Siły w przekątniach oblicza się również w przybliżeniu.

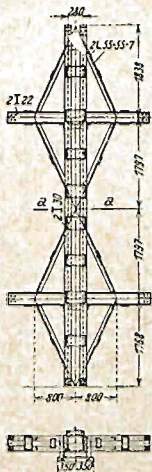


Fig. 503

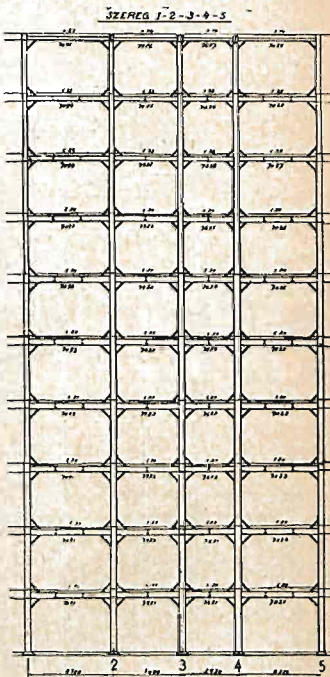


Fig. 504

Obliczenie ramownic można przeprowadzić dokładniej wedle zasad podanych w Podręczniku inżynierskim tom II, str. 1304, też 1392. Wiatrownice kątowe można liczyć wedle tych samych wzorów. Zazwyczaj jednak liczy się je w przybliżeniu w następujący sposób: ścianę rozpatrujemy jako jednolity zespół składający się z ram prostokątnych utworzonych przez słupy i podciąg. W słupach występują siły podłużne, rozciągające i ściskające, proporcjonalne do odległości od osi obojętnej (fig. 507), zaś siły poprzeczne przenoszą się na podciąg. Ponadto w węzłach poszczególnych ram prostokątnych powstają momenty, co do których przyjmujemy, że są sobie równe, że przeto zerowe punkty momentów wypadają na słupach w połowie wysokości piętra, a na podciągach w połowie odległości sąsiednich słupów (fig. 508). Jeżeli szerokość ściany oznaczmy przez  $s$ , odległości po-

między słupami przez a, b ... t, ilość słupów przez m (fig. 509) to położenie osi obojętnej określa się ze wzoru:

$$s_1 = \frac{a + (a+b) + (a+b+c) + \dots + s}{m} = \frac{(m-1)a + (m-2)b + (m-3)c + \dots + p}{m}$$

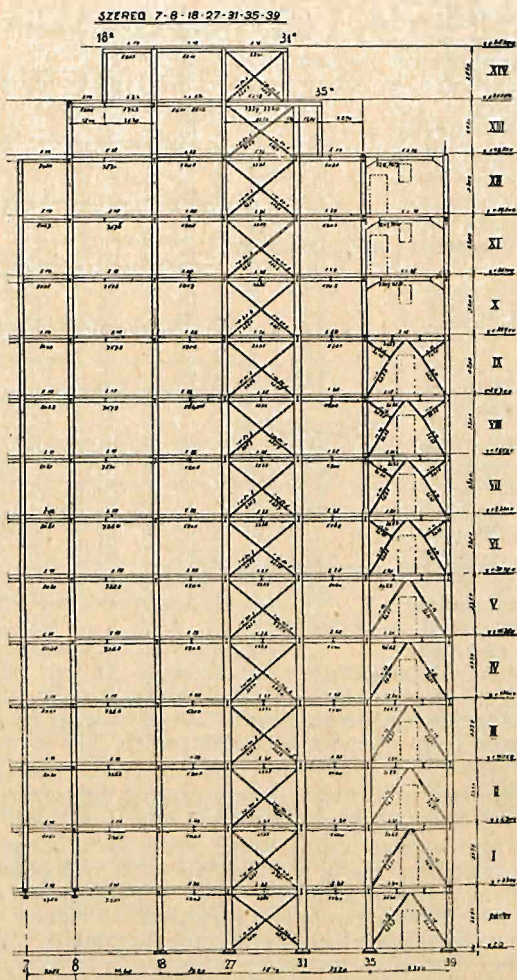


Fig. 505

albo

$$s_m = \frac{s + (b + c + \dots + t) \dots + t}{m} = \frac{a + 2b + 3c + \dots + (m-1)t}{m}$$



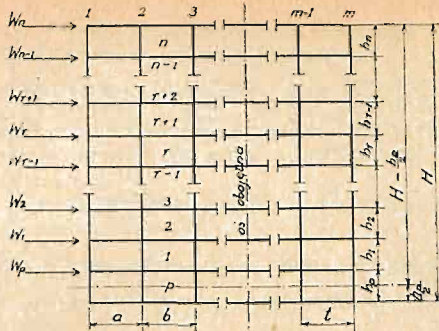


Fig. 506

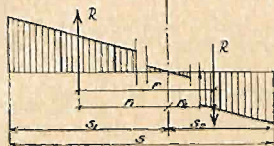


Fig. 507

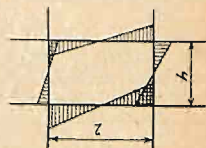


Fig. 508

W wypadku symetrycznego rozmieszczenia słupów:

$$s_1 = s_2 = \frac{s}{2}$$

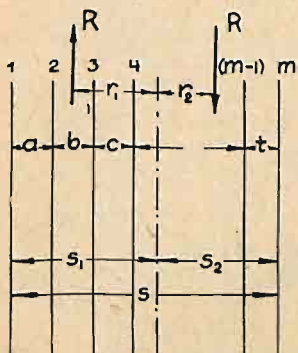


Fig. 509

Sily podłużne w słupach tworzą parę sił o momencie równym momentowi zginającemu wywołanemu przez parcie wiatru. Oznaczając przez  $M$  moment zginający od parcia wiatru, przez  $R$  wypadkową sił w grupie słupów położonych po jednej stronie osi obojętnej, przez  $r_1$  i  $r_2$  odległości sił  $R$  od osi obojętnej, przez  $r = r_1 + r_2$  odległość wzajemną sił  $R$ , przez  $S_1, S_2, S_3, \dots, S_m$  siły w poszczególnych słupach, począwszy od słupa po stronie wiatru, otrzymamy  $(m+1)$  równań:

$$R = \frac{M}{r} = \frac{M}{r_1 + r_2}$$

$$S_1 + S_2 + \dots = S_m + S_{m-1} \dots = R$$

$$S_2 = S_1 \cdot \frac{s_1 - a}{s_1}$$

$$S_3 = S_1 \cdot \frac{s_1 - (a + b)}{s_1}$$

.....

$$S_{m-1} = S_m \cdot \frac{s_1 - t}{s_1}$$

$$S_m = S_1 \cdot \frac{s_2}{s_1}; \quad s_2 = s - s_1$$

$$S_1 \cdot s_1 + S_2 \cdot (s_1 - a) + \dots = Rr_1$$

$$S_m s_2 + S_{m-1} (s_2 - t) + \dots = Rr_2$$

Z równań powyższych wyznaczamy najpierw  $r_1$  i  $r_2$ , potem  $R$ ,  $S_1$  i  $S_2$  (położenie osi obojętnej), a potem resztę niewiadomych.

Moment parcia wiatru  $M$  obliczamy dla każdej kondygnacji w połowie jej wysokości. Siły w słupach są proporcjonalne do momentu  $M$ . Możemy przeto równania powyższe rozwiązać dla jednej kondygnacji, np. dla parteru, z momentu w wysokości parteru:

$$M_p = W_n \left( H - \frac{h_p}{2} \right) + W_{n-1} \left( H - \frac{h_p}{2} - h_n \right) + \dots$$

a siły w innych kondygnacjach przeliczyć w stosunku  $\frac{M_r}{M_p}$ , przyczem  $M_r$  oznacza moment parcia wiatru w połowie wysokości  $r$ -tego piętra. Będzie zatem

$$S_{1r} = \frac{M_r}{M_p} S_{1p} \quad S_{2r} = \frac{M_r}{M_p} S_{2p} \dots \dots \text{i t. d.}$$

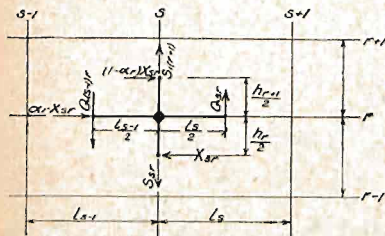


Fig. 510

Momenty węzłowe obliczamy z warunków równowagi węzła (fig. 510). Na węzeł  $(s, r)$   $s$ -tego rzędu słupów w stropie nad  $r$ -tem piętrzem działają siły pionowe

$S_{Sr}$ ,  $S_{S(r+1)}$ ,  $Q_{(s-1)r}$  i  $Q_{Sr}$   
i poziome

$$X_{Sr}, \quad a_r X_{Sr} \quad \text{i} \quad (1-a_r) X_{Sr}$$

$$Q_{(s-1)r} = \{S_{1r} + S_{2r} + \dots + S_{(s-1)r}\} - \{S_{1(r+1)} + \dots + S_{(s-1)(r+1)}\}$$

$$Q_{Sr} = \{S_{1r} + S_{2r} + \dots + S_{Sr}\} - \{S_{1(r+1)} + \dots + S_{S(r+1)}\}$$

Spółczynnik  $a_r$  obliczamy w następujący sposób:

Oznaczmy przez  $W_p$ ,  $W_1$ ,  $W_2$  .....  $W_n$ , siły wiatrowe, zaczepiające w poziomie stropów nad parterem, 1, 2 .....  $n$ -tem piętrzem, to

$$a_r = \frac{W_r}{W_r + W_{r+1} + \dots + W_n}$$

$X_{Sr}$  obliczamy z równania momentów względem środka węzła  $s, r$ :

$$X_{Sr} \frac{h_r}{2} + (1-a_r) X_{Sr} \frac{h_r + 1}{2} = Q_{(s-1)r} \frac{l_{s-1}}{2} + Q_{Sr} \frac{l_s}{2}$$

$$\text{stad } X_{Sr} = \frac{Q_{(s-1)r} l_{s-1} + Q_{Sr} l_s}{h_r + (1-a_r) h_{r+1}}$$

W 1. rzędzie słupów (fig. 511):

$$Q_{(s-1)r} = 0$$

$$Q_{Sr} = S_{1r} - S_{1(r+1)}$$

$$s = a$$

$$\text{przeto } X_{1r} = \frac{[S_{1r} - S_{1(r+1)}] a}{h_r + (1-a_r) h_{r+1}}$$



Fig. 511

Na najwyższym  $n$ -tem piętrze  $S_{1(n+1)} = 0$ , oraz  $a_n = 1$ .

$$X_{1r} = \frac{S_{1n} \cdot a}{h_n}$$

W n-tym rzędzie słupów (fig. 512):

$$Q_{(s-1)r} = S_{mr} - S_{m(r+1)}$$

$$Q_{sr} = 0$$

$$X_{mr} = \frac{(S_{mr} - S_{m(r+1)}) \cdot t}{h_r + (1 - \alpha_r) h_{r+1}}$$

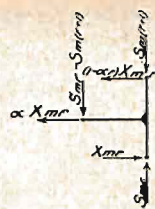


Fig. 512

na n-tem piętrze  $S_{m(n+1)} = 0$ ,  $\alpha_r = 1$ .

$$X_{mn} = \frac{S_{mn} \cdot t}{h_r}$$

Łatwo sprawdzić, że  $(1 - \alpha_r) X_{sr} = X_{s(r+1)}$ .

Dobrze jest zatem rozpocząć obliczenie w górnym węźle od strony wiatru, gdzie wzory są najprostsze, a po przejściu kolejno wszystkich słupów, przystąpić do następnej kondygnacji i w ten

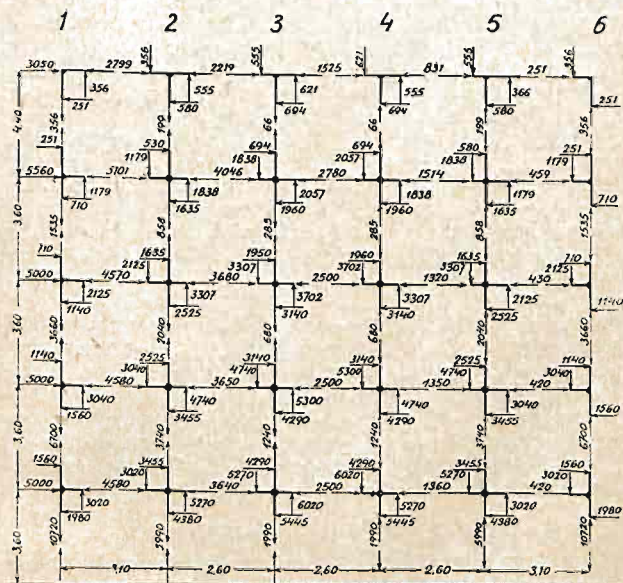


Fig. 513

sposób posuwać się aż do dołu. Wtedy każdą siłę można obliczyć bardzo łatwo z poprzedniej. Na fig. 513 podane są wyniki obliczenia dla 5 górnych pięter ściany o 6 słupach.

Po wyznaczeniu w powyższy sposób sił pionowych i poziomych w ramach, obliczamy przekroje słupów i podciągów. Słupy obliczamy na moment zginający  $X_{sr} \cdot \frac{h_r}{2}$  i siłę podłużną równą sumie algebraicznej obciążenia pionowego i siły  $S_{sr}$ , zaś podciągi na siłę

podłużną ściskającą  $\alpha_r X_{sr}$  i na moment zginający równy sumie algebraicznej momentu od obciążenia wiatrem ( $Q_{sr} \cdot \frac{1}{2} l_s$ ) i momentu od obciążenia pionowego.

W razie zastosowania w narożach zastrzałów o szerokości  $x$  i wysokości  $y$  (fig. 514), moment zginający w słupach zmniejsza się

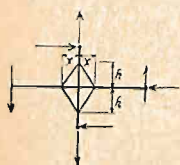


Fig. 514

o  $X_{sry}$  do wartości  $X_{sr}(\frac{1}{2} h_r - y)$ ; podobnie w podciągach największy moment od wiatru wynosi  $Q_{sr}(\frac{1}{2} l_s - x)$ . Zastrzały natomiast pracują na siłę podłużną rozciągającą, względnie ściskającą,

$$\text{o wielkości: } Z = \frac{X_{sr} h_r + Q_{sr} l_s}{4 \cdot z}$$

$$\text{we wzorze tym } z = \frac{x \cdot y}{\sqrt{x^2 + y^2}}$$

**Budynki bez tężników.** W budynkach niewysokich, kilkupiętrowych, zwłaszcza zasłoniętych od parcia wiatru przez inne sąsiednie budynki, wiatrownice są niepotrzebne, o ile chodzi o wpływ wiatru. Dotyczy to przede wszystkim dużych bloków budowlanych. Jednakowoż ze względu na siły poziome, jakie powstają przy montażu, oraz inne przypadkowe wpływy, dobrze jest umieścić w szkielecie stężenia, przynajmniej prowizoryczne, które przy wypełnianiu szkieletu ścianą, można ewentualnie usunąć.

Aby móc zdecydować, czy i jakie należy zastosować tężniki, trzeba zważyć stateczność budynku: 1. na ciężar własny konstrukcji żelaznej i na parcie wiatru w różnych okresach budowy; 2. na ciężar własny budynku, włącznie ze ścianami, stropami, oraz na wiatr; 3. na ciężar własny budynku i na obciążenie użytkowe, oraz na wiatr.

W budynkach długich należy po wykończeniu stropów wykonać przede wszystkim pełne ściany poprzeczne, które dobrze usztywniają budynek.

Rolę stężeń wiatrowych poziomych spełniają zazwyczaj stropy. Jeżeli sztywność ich jest jednak zbyt mała, by zadanie to spełnić, zwłaszcza w budynkach wieżowych, to umieszcza się w nich jeszcze stężenie wiatrowe poziome w formie kratownic (w których podciągi i belki stropowe są słupami), lub wiązań wiszących, wykonanych z płaskówek lub prętów okrągłych zabetonowanych w płycie stropu. Tak np. wykonane są wiatrownice poziome wieży gmachu Prudential w Warszawie (por. fig. 404).

## 9. Balkony i wykusze.

Balkony i wykusze najlepiej wykonać, wysuwając odpowiednie wspornikowe dźwigary stropowe. Jeżeli to jest niemożliwe z uwagi na układ dźwigarów, można przy mniejszych obciążeniach utwierdzić je do podciągów ściennych, co najłatwiej uzyskuje się przy pomocy spawania. W konstrukcjach nitowanych można takie wsporniki dołączyć do podciągów przy pomocy górnych przyładek (fig. 515).

Przy konstruowaniu okrągłych wykuszków, balkonów i galerijų stosuje się dźwigary koliste, które przejmują ciężar ściany lub obciążenie balkonów. Różne kształty tych dźwigarów por. fig. 516—519. Na takie dźwigary działają momenty zginające i momenty skręcające, przyczem zwłaszcza momenty skręcające powodują znaczne zwiększenie przekroju podciagu. Wskazane jest wówczas połączenie kilku dźwigarów tak, żeby wspólnie przejęły te momenty.

Ze względu na brak miejsca przytaczam tylko za Hawrankiem wyniki obliczeń i wykresy pomocnicze.

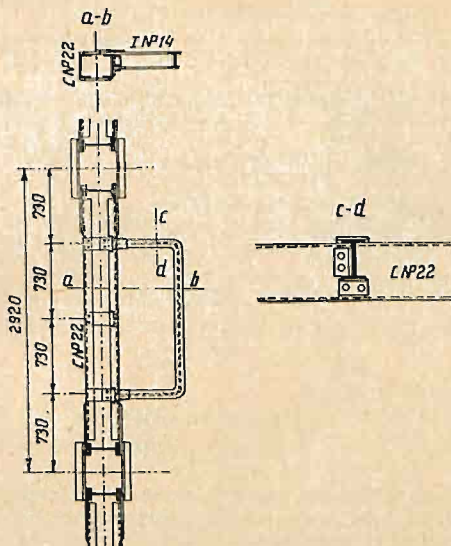


Fig. 515

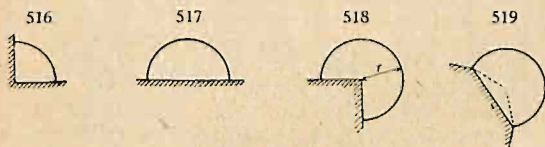


Fig. 516—519

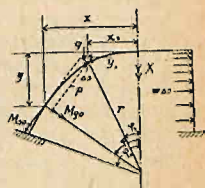


Fig. 520

Na fig. 520 oznacza:

- $w$  — równomiernie rozłożone obciążenie dźwigara,
- $M_{go}$  — moment gnący systemu stat. wyznaczalnego,
- $M_{so}$  — moment skręcający systemu stat. wyznaczalnego w badanym przekroju,
- $p$  — ramię momentu gnącego dla elementu obciążenia,
- $q$  — ramię momentu skręcającego dla elementu obciążenia,
- $X$  — moment skręcający w przekroju środkowym,
- $M_g = \cos \varphi$  — moment gnący w badanym przekroju wywołany momentem  $X = 1$ ,
- $M_s = \sin \varphi$  — moment skręcający w badanym przekroju wywołany momentem  $X = 1$ .

Wtedy równania momentów statycznie niewyznaczalnego systemu są:

$$M_g = M_{go} + X \cos \varphi$$

$$M_s = M_{so} + X \sin \varphi$$

$$X = \frac{\int M_{go} \cos \varphi ds + v \int M_{so} \sin \varphi ds}{\int \cos^2 \varphi ds + v \int \sin^2 \varphi ds},$$

Wartość współczynnika  $v = \frac{EI}{GI_1}$  dla różnych numerów dwuteówek walcowanych podaje następująca tablica:

Dwuteówki	I 12	I 16	I 20	I 24	I 28	I 32	I 40	I 50
$v =$	0,0227	0,0193	0,0173	0,0161	0,0161	0,0160	0,0159	0,159

przyczem  $E =$  moduł sprężystości,

$G =$  moduł skręcania,

$I =$  moment bezwładności,

$I_1 =$  biegunowy moment bezwładności.

Współczynnik  $v$  zależy od przekroju, lecz wpływa bardzo nieznacznie na wartość  $X$ .

Dla półkola o promieniu  $r$  otrzymujemy

$$X = -wr^2 \left( \frac{4}{\pi} - 1 \right)$$

Dla ćwiartki koła zaś

$$X = -wr^2 \frac{0,1287 + 0,0132 v}{1,2854 + 0,2854 v}$$

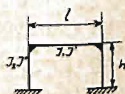


Fig. 522

Z wykresu na fig. 521 można wyznaczyć moment  $X$  (przy średnim  $v$ ) dla łuku koła o dowolnym kącie w granicach od 0 do 140°.

Dla dźwigara załamanego o kształcie prostokątnym (fig. 522) moment gnący w narożu, a zarazem moment skręcający w przekroju zamocowania wynosi

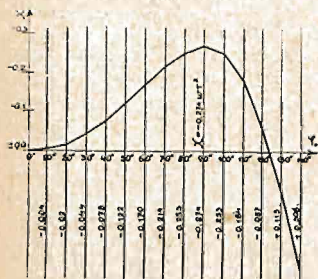


Fig. 521

$$X = - \frac{wl^3}{48 EI_1} + \frac{wl^3 h}{8 GI''} - \frac{l}{2 EI_1} + \frac{h}{GI''}$$

Moment gnący w narożu, a zarazem moment skręcający w przekroju zamocowania, wynosi:

$$= X + \frac{wl^3}{8}$$

## 10. Przeguby.

W budowlach szkieletowych rzadko spotyka się belki z przegubami, gdyż konstrukcja powinna być zazwyczaj możliwie sztywna, przeguby zaś sztywność tę zmniejszają. Ostre załamanie linii ugięcia w przegubie również nie jest korzystne dla stropów, które w tych miejscach łatwo pękają, o ile nie umieści się szwów dylatacyjnych, które tu są zwykle niepożądane. Niekorzyść ta zwiększa się jeszcze na przegubie ruchomym. Z tych powodów pożądanym jest stosowanie sztywnych połączeń.

Przeguby mają tylko wówczas znaczenie, i zastosowanie, gdy z pewnych określonych powodów trzeba oddzielić od siebie poszczególne części budynku, przede wszystkim ze względu na osiadanie

gruntu np. w terenach kopalnianych, na gruncie o nierównomiernem dopuszczalnym ciśnieniu, a także dla części budynku o bardzo różnej temperaturze wewnętrznej.

## 11. Dylatacje.

Budynki szkieletowe wykonywa się przeważnie bez fug dylatacyjnych, gdyż zmiana temperatury nie ma dużego wpływu na konstrukcję żelazną, obudowaną i izolowaną. Dylatacje stosuje się jednak dla bardzo długich budynków, mających ponad 60—80 m długości.

W razie, gdy nie wykonywuje się fug dylatacyjnych, dobrze jest przy wykończeniu montażu pozostawić w niektórych miejscach dźwigary niepołączone, aby w ten sposób uniknąć naprężeń i odkształceń od działania temperatury, dopóki konstrukcja żelazna nie zostanie zasłonięta. Dopiero po obudowaniu szkieletu, lecz przed ułożeniem podłogi i przed tynkowaniem stropów, łączy się dźwigary te ostatecznie.

## 12. Waga żelaznych konstrukcyj szkieletowych.

Koszt konstrukcji żelaznej zależy przede wszystkim od wagi użytego żelaza. Waga ta zależy znowu od wysokości gmachu, jego wymiarów poziomych, ciężaru stropów i ścian, oraz obciążeń użytecznych. Wogóle przyjmuje się dla konstrukcyj spawanych wagę od 14—18 kg/m<sup>3</sup>, dla nitowanych od 18—22 kg/m<sup>3</sup> obudowanej przestrzeni dla budynków szkieletowych wielopiętrowych, w granicach do 10—15 pięter. Dla niewielkich domów mieszkalnych przyjmując można 8—12 kg/m<sup>3</sup> dla konstrukcyj spawanych, zaś 10—14 kg/m<sup>3</sup> dla nitowanych. Jeżeli budynek posiada ciężkie tężniki ramowe, wagę należy podnieść jeszcze, nawet do 2 kg/m<sup>3</sup>; również zwiększa się ona w budynkach o znacznych obciążeniach użytecznych stropów (np. magazyny), oraz dla znacznych wysokości wież. Natomiast zmniejsza się waga żelaza w granicach do 20%, jeżeli zastosuje się stropy samodźwigające (por. fig. 433).

Konstrukcje spawano-nitowane (spawane w warsztacie, a nitowane na budowie) są lżejsze od wyłącznie nitowanych mniej więcej o 10%.

W tych warunkach konstrukcja spawana jest, tak u nas jak i zagranicą, zawsze tańsza od nitowanej lub nitowano-spawanej, nawet przy nieco wyższych cenach jednostkowych. Z tego też powodu niemal wszystkie budowle żelazne wznoszone ostatnio w Polsce, wykonane są jako spawane. Nitowanych nie opłaca się wznosić, są bowiem zawsze droższe.

Budynki przemysłowe szkieletowe, których hale posiadają znaczne wysokości, jak hale fabryczne i t. d., posiadają znacznie mniejszy ciężar szkieletu od mieszkalnych.

Aby ułatwić sporządzenie kosztorysu orientacyjnego podaję sposób obliczenia ilości żelaza według pisma „Der Stahlbau“ 1931.

We wzorach poniższych podano ciężary konstrukcji w kg/m<sup>2</sup>.

$L$  = rozpiętość podciągów w metrach;

$l, e$  = rozpiętość, wzgl. odstęp dźwigarów w metrach;

$h$  = wysokość piętra w metrach,

$n$  = ilość kondygnacji,

$k$  = naprężenie dopuszczalne żelaza w  $kg/cm^2$ ;

$q$  = ciężar własny stropu wraz z obciążeniem użytkowem w  $kg/m^2$

a) Ciężar dźwigarów stropowych w  $kg/m^2$ :

$$g_1 = 4,3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{q}{e}}$$

b) Ciężar podciągów w  $kg/m^2$ :

$$g_2 = 4,3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}}$$

c) Ciężar słupów w  $kg/m^2$  stropu:

$$g_3 = \frac{q \cdot x \cdot h}{k} + \frac{0,7 h^3}{lL} \quad (x \text{ jest ilością pięter, licząc od góry})$$

d) Potrzebna ilość żelaza  $x$ -tego piętra:

$$g_1 + g_2 + g_3 = 4,3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2} \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\} + \frac{q \cdot x \cdot h}{k} + \frac{0,7 h^3}{lL}$$

e) Potrzebna ilość żelaza dla  $n$  kondygnacji o jednakowych obciążeniach użytkowych na  $m^2$  rzutu:

$$g_n = n \left[ 4,3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2} \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\} + \frac{q}{k} \frac{(n+1)}{2} \cdot h + \frac{0,7 h^3}{lL} \right]$$

f) Potrzebna ilość żelaza na  $1 m^3$  budynku:

$$g = \frac{4,3}{h} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{q}{k}\right)^2} \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\} + \frac{q}{k} \frac{(n+1)}{2} + \frac{0,7 h^3}{l \cdot L}$$

Przy oszczędnie zaprojektowanej konstrukcji można wyniki otrzymane z tych wzorów zmniejszyć o 10–15<sup>0/0</sup>, zaś przy zastosowaniu konstrukcji spawanej jeszcze o 20–30<sup>0/0</sup>.

Przykład: Ilość pięter  $n = 20$ , ciężar własny stropów wraz z obciążeniem użytkowem  $q = 800 kg/m^2$ , napręż. dopuszcz.  $k = 1200 kg/cm^2$ , wysokości pięter  $h = 3,3 m$ ; odstęp dźwigarów stropu  $e = 1,5 m$ , rozpiętości dźwigarów stropu  $l = 6,0 m$ ; rozpiętość podciągów  $L = 6,0 m$ .

$$\begin{aligned} &= \frac{4,3}{3,3} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{800}{1200}\right)^2} \left\{ \sqrt[3]{\frac{6,0^4}{1,5}} + \sqrt[3]{\frac{6,0^4}{6}} \right\} + \frac{800}{1200} \cdot \frac{(20+1)}{2} + \frac{0,7 \cdot 3,3^3}{6,0 \times 6,0} = \\ &= 1,3 \cdot 0,165 \left\{ 9,53 + 6,0 \right\} + 7,0 + 0,21 = \approx 23 kg/m^3 \end{aligned}$$

Mając stropy o różnych obciążeniach  $q$ , należy przyjąć średnią wartość we wszystkich piętrach.

### 13. Urządzenia komunikacyjne.

Wszystkie urządzenia komunikacyjne, schody, windy i t. d. powinny być skupione obok siebie. W domach wielopiętrowych windy są główną arterją komunikacyjną przy wjeździe w górę, a dla budynków od około 6–8 pięter i przy zjeździe w dół. Schody służą przede wszystkim dla komunikacji wewnętrznej z jednej kondygnacji na drugą w biurach zajmujących kilka pięter, oraz na wypadek, gdy winda stanie. W budynkach publicznych o dość dużym ruchu



międzypiętrowym umieszcza się czasem t. zw. paternostry, t. j. dźwigi poruszające się bez przerwy, ale i bez przystanków.

Klatka schodowa musi być zamknięta ogniotrwale, a więc albo otoczona ścianami o grubości conajmniej 1 cegły, albo cieńszą (10—15 cm) odpowiednio uzbrojoną ścianą żelbetową, otulającą należycie słupy, podciąg i policzki, zamknięte w niej. W budynkach publicznych należy klatki schodowe wykorzystać na ewentualne schrony przeciwgazowe; musi być ona podówczas górą przykryta płytą żelbetową o grubości min. 70 cm, silnie zbrojoną (por. Podr. Inż. t. IV, str. 2861). Przykład klatki schodowej, por. fig. 523.

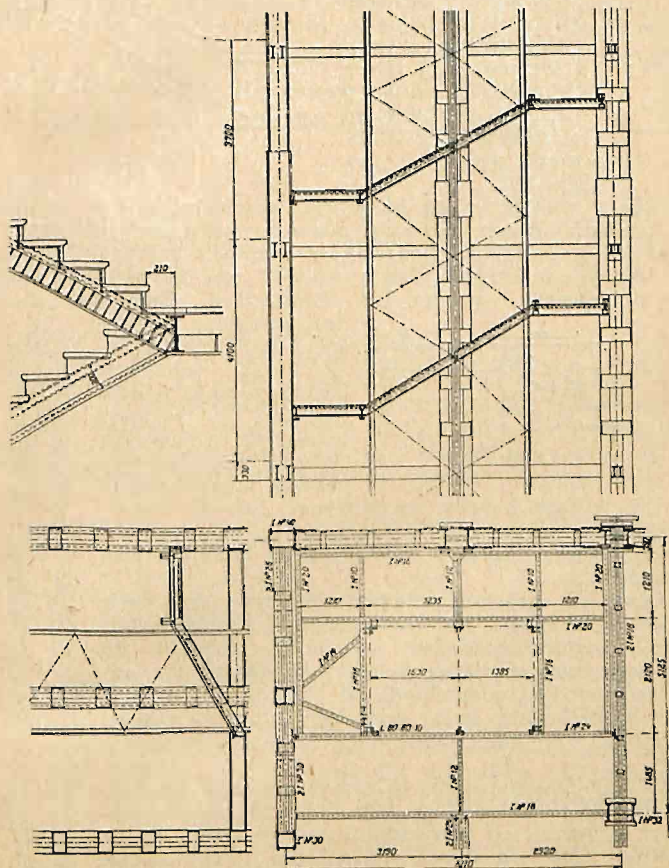


Fig. 523. Klatka schodowa w gmachu Prudential w Warszawie

Przy budowie schodów wskazane jest zastosowanie takich materiałów, aby można było oddać je jak najprędzej do użytku, gdyż konstrukcja schodów prowizorycznych połączona jest z niewygodą i niepotrzebnymi kosztami.

Przy wykonaniu szkieletu żelaznego celowa jest konstrukcja schodów żelazna, możliwie lekka i w miarę możności bez specjalnych dodatkowych słupów; rzadko stosuje się małe dodatkowe słupki dla podparcia dźwigarów podestowych (figura 254), porównaj też figurę 470. Dźwigary policzkowe można dopasować do zaokrąglonych biegów. Przy większych wygięciach można uzyskać każdy kształt przy pomocy spawania; uzyskuje się to w ten sposób,

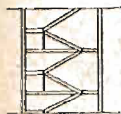


Fig. 524

że dźwigar wygina się aż do stopki odpowiednim klinem, wygina i zespaja; klin wycięty można wstawić w miejscu rozsuniętego przecięcia (fig. 525). Inny przykład por. fig. 526.

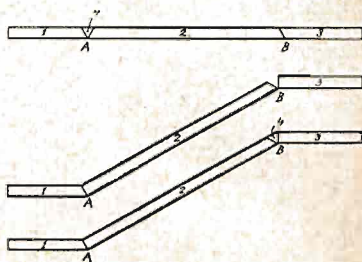


Fig. 525

Schody wykonywa się zazwyczaj kamienne, ewent. ze sztucznego kamienia (beton, tarazzo), pomiędzy żelazniami policzkami.

W głównej klatce schodowej, zwłaszcza w niższych kondygnacjach układa się stopnie kosztowniejsze, np. marmurowe. Najczęściej umieszczone są one na konstrukcji żelbetowej, rozpiętej pomiędzy policzkami żelaznymi.

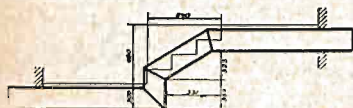


Fig. 526

Jeżeli klatka schodowa jest zamknięta ścianą ceglana, to schody, zwłaszcza boczne, węższe, mogą być wykonane jako wspornikowe t. j. jednym końcem wmurowane.

Schody wspornikowe można zastosować i w konstrukcji żelaznej, ale zazwyczaj stosuje się je w tym wypadku tylko dla lekkich schodów.

Dźwigi osobowe umieszcza się przeważnie obok schodów, ze względu na bezpieczeństwo komunikacji. Dźwigi ciężarowe natomiast oddzielnie, najlepiej od strony podwórza, w miejscach łatwo dostępnych dla wozów i samochodów, odsuniętych od ubikacyj, w których mógłby przeszkadzać hałas wywołany przez te windy. Dźwigi osobowe, umieszczone obok siebie, oddziela się ścianką.

Na najniższym piętrze należy dołem szyb wpuścić na 1,0 do 1,25 m pod podłogę (fig. 527). Na piętrze najwyższym wysokość od powierzchni podłogi najwyższego przystanku windy do stropu nad szybem wynosi od 3,5 do 4,0 m. Grubość tego stropu, który musi być ogniotrwały, min. 25 cm.

Celem umieszczenia motoru należy na górze wprowadzić szyb około 2,5—3,0 m ponad poziom stropu.

Rama pod motor, złożona zazwyczaj z ceówek, powinna znajdować się na poziomie 70—80 cm ponad stropem. Dźwigary ramy dla motoru wymiarować należy na podstawie naprężenia  $k = 400 \text{ kg/cm}^2$ ,

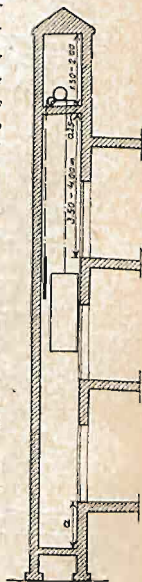


Fig. 527

aby uniknąć ugięć, utrudniających ruch. Pomieszczenie maszynowe górą powinno mieć wymiary min. 5 m<sup>2</sup>, lepiej więcej, np. 2,4 × 2,4 m, zaś wysokość conajmniej 1,80 m.

Dla zapewnienia cichego ruchu dźwigu należy pod dźwigarami motoru położyć izolację o dużej wytrzymałości na ciśnienie. W tym celu stosuje się np. płytę z korka prasowanego o naprężeniu dopuszczalnym około 15 kg/cm<sup>2</sup> o grub. ok. 3 cm, płyty Antivibrit o dop. napr. 200 kg/cm<sup>2</sup>, a o grub. 1—2 cm. Potrzebna jest również izolacja między prowadnicą (szyną kierującą) a ścianą szybu.

W nast. tablicy podane są stosowane w Europie powierzchnie kabin dźwigów osobowych, — w rubryce (a) powierzchnia minimalna, w rubryce (b) powierzchnia normalna:

Ilość osób przewożonych	(a)	(b)
1	0,4 m <sup>2</sup>	0,5 m <sup>2</sup>
2	0,7 "	0,8 "
3	0,9 "	1,1 "
4	1,1 "	1,6 "
6	1,5 "	2,2 "
10	3,1 "	3,0 "
15	3,0 "	4,2 "

Kształt kabiny może być kwadratowy lub nieco podłużny. Np. kabina o pow. 2,20 m<sup>2</sup> może mieć wymiary 1,5 × 1,5 m (wymiarzy zakrąglone) albo 1,3 × 1,75 m. Windy służące do przewożenia chorych powinny mieć wymiar conajmniej 1,75 × 2,75 m.

Obok kabiny powinna być w szybie wolna przestrzeń 200 do 400 mm ze strony przeciwwagi, zaś 100—200 mm z innych stron.

Szybkości dźwigów stosowane w Europie są mniej więcej następujące:

Dla wysokości . . . . .	$h = 20$	25	30	35 m
wynosi szybkość				
wind osobowych conajmniej . . . . .	$= 0,8$	0,8	1,2	1,5 m/sek.
„ dla chorych . . . . .	$= 0,4$	0,5	0,6	0,6 "
„ towarowych ciężkich . . . . .	$= 0,3$	0,4	0,5	0,6 "
„ „ lekkich . . . . .	$= 0,5$	0,6	0,8	1,2 "

Dźwigi towarowe lekkie mają udźwig ok. 1 tonny, ciężkie około 3 tonn i wyżej.

Dla wysokości większych, powinno się stosować dźwigi szybsze do 2 i 3 m/sek dla budynków ok. 100 m. Magistrat Warszawski dopuszcza jako zasadę 1,5 m/sek., co dla budynków kilkunastopiętrowych jest zbyt mało. Szybkość dźwigów amerykańskich jest znacznie większa i wynosi: 2,5—4 m/sek, a nawet jeszcze więcej.

W obliczeniu przyjmuje się zazwyczaj, że obciążenie ścian szybu równa się dziesięciokrotnemu udźwigowi windy. Np. dla windy o udźwigu 300 kg, przyjmuje się ciężar 3000 kg; ciężar ten rozdziela się na 2 przeciwległe ściany (nie na cztery) i to nie w równych częściach, dlatego obciążenie na jedną ścianę należy przyjąć tu 2000 kg.

Jeżeli maszynownia jest na dole, to obciążenie na ściany szybu zwiększa się o 50—60%, — wtedy przy obciążeniu użytecznym 300 kg, otrzymamy obciążenie na ściany szybu 5000 kg, a na jedną ścianę 3000—3500 kg.

W budynkach wyższych ponad 10 pięter, czasem i w niższych, umieszcza się zazwyczaj dźwigi dwojakie: jedno, obsługujące piętra niższe, drugie piętra wyższe. Pierwsze („lokalne”) zatrzymują się na każdym piętrze i dochodzą czasem tylko do najwyższego, częściej tylko do któregoś pośredniego piętra, drugie („ekspresowe”) podnoszą się bez zatrzymania do jednego z wyższych pięter, a potem dopiero zatrzymują na każdym. Np. 9 piętrowy gmach Powsz. Zakładu Ubezpiecz. Wzajem. w Warszawie posiada jedną windę obsługującą 5 niższych pięter, a drugą, idącą normalnie od parteru do 5 piętra, a obsługującą kolejno każde z tych pięter. W przeciętnym amerykańskim gmachu 40-piętrowym przyjąć można jako zasadę normalną: a) windy obsługujące kolejno aż do piętra 15, b) windy idące od razu na piętro 15, a potem zatrzymujące się na każdym od 15 do 25, c) windy pośpieszne (ekspresowe) idące od razu na piętro od 25 do 40.

Paternostry są to dźwigi pozostające w stałym, powolnym ruchu, najwyżej 0,25 m/sek. Kabiny ich połączone w szereg, doszedłszy do góry jednym szybem, przesuwały się poprzecznie i sąsiednim szybem poruszają się w dół, skąd znów powracają szybem pierwszym do góry. Wysokość kabiny powinna być conajmniej 2 m, szerokość kabiny jednoosobowej 75 cm, dwuosobowej 1,00 m; szerokość wejścia musi być taka sama. Dolem i górą należy przedłużyć szymb na odpowiednią wysokość, zwykle 2,00 m.

#### 14. Fundamenty.

Fundamenty budowli szkieletowych, mogą być wykazane we wszystkich niemal typach stosowanych dla innych budowli, poczynając od płyt i ław żelbetowych, a kończąc na kesonach (por. Podr. Inż., tom I, str. 702, oraz tom III, str. 2174).

Płyty żelbetowe mogą być założone tak pod jednym, jak łącznie pod kilku słupami, przyczem środek ciężkości zarysu poziomego płyty powinien schodzić się z wypadkową ciśnień odpowiednich słupów. Stąd wynikają kształty trapezowe, wieloboczne i t. d.

Zarysy poziome płyty jak najprostsze, bez wklęsłych kątów. Jeżeli płyty zbliżają się bardzo do siebie, lepiej zamiast kilka płyt

założyć jedną o odpowiedniej powierzchni. Np. zamiast 3 płyt a lepiej założyć jedną ławę b (fig. 528). Sąsiadujące z sobą płyty mogą leżeć na rozmaitych wysokościach, jednak linja ab nie powinna być stromsza niż kąt tarcia danego gruntu (fig. 529).

Należy, o ile tylko możliwe, eliminować fundamenty jednostronne (t. III, str. 2175), zamieniając je na konstrukcje lub fundamenty trapezowe wedle fig. 678 lub

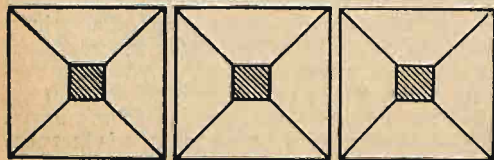
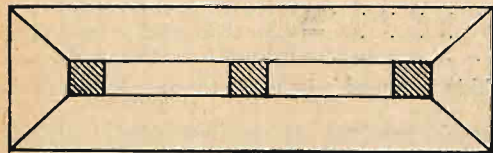


Fig. 528

wspornikowe (fig. 678 — na tejże str., t. III). Konstrukcje wspornikowe przedstawiają również fig. 530 i 531.

Przy większych obciążeniach wykonywa się nieraz fundament jako płytę żelbetową pod całym budynkiem lub pod jego częścią; mimośród środka ciężkości i wypadkowej ciężarów będzie wtedy nieraz nie do uniknięcia, czego zresztą nie trzeba przeceniać. Przy większych wymiarach i obciążeniach płytę taką wykonywuje się jako żebrowaną, przyczem żebra mogą być dołem lub górą (por. fig. 532 i 533). W każdym razie

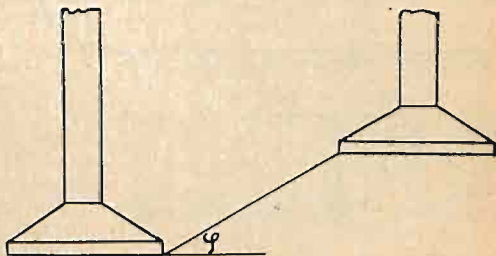


Fig. 529

plyta fundamentowa musi być możliwie sztywna, dlatego wykonywanie jej jako odwróconej płyty grzybkowej, której grubość jest zwykle bardzo mała, jest niewskazana. (Pozatem por. Podr. Inż., tom III, str. 2174 i 2175).

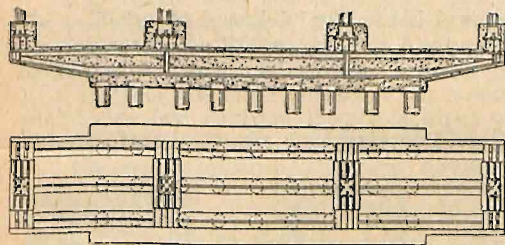


Fig. 530

Fundamenty na palach por. t. I, str. 707 i n. oraz tom III, str. 2167 i n. Należy zwrócić uwagę na to, że wbijanie pali w grunt wywołuje wstrząsy, które z kolei mogą spowodować pęknięcia w sąsiednich budynkach. Z tego po-

wodu nieraz musi zastosować się pale wkręcane lub zapuszczane w inny sposób (por. Podr. inż. tom III, str. 2167 i nast.).

Fundamenty na studniach zdarzają się u nas rzadko, jeszcze rzadziej fundamenty na kesonach. Jednak w Ameryce przy budowie drapaczów chmur nieraz trzeba się do nich uciekać. Co do wykonania por. t. I, str. 711 i nast. Niekiedy potrzeba zapuścić keson tylko w jednym miejscu, t. j. tam, gdzie kondygnacje podziemne muszą lokalnie zejść pod wodę nisko.

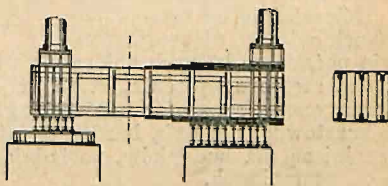


Fig. 531

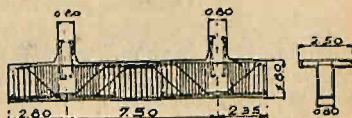


Fig. 532

Przy obliczaniu fundamentów pamiętać należy zawsze o redukcji obciążeń ruchomych w myśl wytycznych podanych na str. 3022.

Przy projektowaniu kondygnacji podziemnych, należy sobie zdać sprawę od razu z jakości gruntu, upadu warstw, (uprzednio należy przeprowadzić możliwie dokładne badanie), oraz z poziomu wód podziemnych, w których praca jest zawsze bardzo utrudniona. Lepiej przeprojektować ewentualne kondygnacje podziemne i np. zamiast w dwu, starać się pomieścić w jednej, niż wchodzić w drogę roboty podwodne.

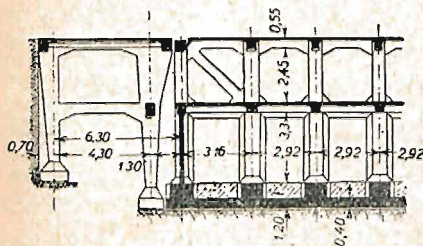


Fig. 533

Kondygnacje podziemne muszą nadto przejąć parcie ziemi na ściany zewnętrzne i dlatego też ściany te powinny być wykonane jako mury oporowe, utwierdzone w słupach, w podciągach i ewent. płytach fundamentowych. Mogą być wykonane z betonu, żelbetu lub nawet z cegły na cemencie. O ile są

z żelbetu, można je ewentualnie wykonać jako płyty krzyżowe zbrojone. Jeżeli uzbrojenie całe lub częściowo jest poziome, to na odpowiednią część słupów przenosi się moment zginający.

### 15. Ochrona szkieletowej konstrukcji żelaznej od ognia.

Ochrona szkieletowej konstrukcji żelaznej od ognia polega na osłonięciu jej odpowiednią warstwą ogniotrwałą. Taką warstwą jest dobra cegła, pełna lub pusta, na cemencie, beton na siatce i t. p. Przestrzeń (fuga) między cegłą a słupem powinna być wypełniona dokładnie zaprawą cementową. Przykłady por. fig. 415 i nast., a także fig. 534 i 535. Można też zastosować torkretowanie na siatce (gmach Izby Skarbowej w Katowicach). W obu wypadkach warstwa ta spełnia zarazem rolę ochrony od rdzy.

Sposoby ochrony od ognia podane są w Podr. inż. tom IV.

Niezależnie od tego w budynkach o dużym niebezpieczeństwie pożaru, w których zbiera się wielka ilość ludzi, stosuje się za-

granicą często urządzenia, które przy pewnej temperaturze działają automatycznie, zraszając miejsce zagrożone. Urządzenia takie są dość kosztowne, ale dają bardzo dodatnie wyniki, a składki do ubezpieczalni są dla budynków, posiadających taki aparat, znacznie niższe od normalnych.

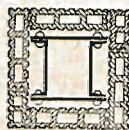


Fig. 534

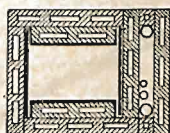


Fig. 535

### 16. Ochrona konstrukcji żelaznej od rdzy.

Na konstrukcję żelazną działają szkodliwie, powodując rdzewienie: woda, gips, wapno, wszystkie ciała, które zawierają siarkę i kwasy. Najbardziej narażone są oczywiście części zewnętrzne, stykające się bezpośrednio z wilgotnym powietrzem.

Ochronę od rdzy przeprowadzano dawniej przy pomocy powłok olejnych lub minjowych. Rezultaty tej ochrony były wogóle wystarczające. Przy rozbiórce Madison Square Building po 35 latach istnienia nie znaleziono na żelazie śladów rdzy, a konstrukcja była tak dobrze zachowana, że 90% dźwigarów użyto do innej budowli.

Wewnątrz wypełnia się zazwyczaj słupy betonem. Aby ten beton, wlewany zazwyczaj z góry, mógł dojść wszędzie, powinna przestrzeń wewnętrzna być możliwie pusta, a więc bez takich usztywnień, któreby utrudniały należyte wypełnienie wnętrza betonem.

Części odsłonięte konstrukcji żelaznej, np. dachy, świetliki i t. d. pokrywa się minją, farbami olejnymi, oraz powłokami terowemi, asfaltowemi i innemi. Dzisiaj wchodzi coraz częściej w użycie powłoka natryskowa cynkowa, bardzo trwała i dobra, ale dość droga. W częściach osłoniętych najlepsza jest powłoka betonowa lub cementowa, wykonana j. w. Gorsze są natomiast osłony z betonów lekkich. Powłoka będzie niedostateczna, jeżeli zastosowany zostanie beton chudy. Powłokę betonową stosuje się na czystym żelazie, niepowleczonej żadną farbą, która tylko może zmniejszyć przyczepność betonu do konstrukcji. Bardzo korzystne jest zastosowanie na ścianie zewnętrznej wyprawy cementowej.

W ostatnich czasach zaczęto wyrabiać żelazo (stal) trudno rdzewiejące i nierdzewiejące, co uzyskuje się przez dodanie pewnych metali, jak chromu, niklu, kobaltu, miedzi i t. d. Najtańsze jest dodanie miedzi w ilości 0,25 do 0,5% miedzi. Większy jej dodatek zmniejsza jednak wytrzymałość żelaza.

Dla konstrukcyj bez ochrony na powietrzu nadaje się nierdzewiejąca stal specjalna V 2 A—Nirosta, wyrabiana przez zakłady Kruppa; jest ona jednak jeszcze bardzo droga; u nas nie wyrabia się jej.

## 17. Ochrona od wstrząsów.

Najskuteczniejszym środkiem dla zmniejszenia wstrząsów od ruchu kołowego na ulicy, jest zastosowanie odpowiedniej, jak najgładszej nawierzchni na przylegającej ulicy.

Jeżeli to nie da się uzyskać, albo jeżeli nie wystarcza ze względu na zbyt silny ruch ciężarowy na ulicy, to można zaizolować podstawy słupów. Najlepiej umieścić je na warstwie ołowiu, która jednocześnie spełnia funkcję izolatora dźwięków, a przede wszystkim najlepiej rozkłada ciśnienie słupa na stopę betonową.

Jako ochronę od dużych wstrząsów spowodowanych tramwajami i kolejkami nadziemnymi stosuje się czasem w N. Jorku pod stopami słupów w bloku fundamentowym 5 warstw izolacyjnych, składających się kolejno z 3 mm ołowiu, 9 mm azbestu, 2 mm galwanizowanego żelaza i znów 9 mm azbestu i 3 mm ołowiu. Na tej warstwie izolacyjnej umieszcza się ruszt z dźwigarów. Przy izolowaniu od wstrząsów bowiem obowiązuje również zasada, że kilka materiałów o bardzo różnym przewodnictwie, połączonych razem, działa najlepiej.

W razie wielkich wstrząsów ulicznych, dobrze jest zastosować kanały, okrążające budynek, a tem samem izolujące go od nich.

Najgorsze są wstrząsy, spowodowane przez przejazd kolei żelaznej nadziemnej lub podziemnej w pobliżu budynku lub niekiedy wprost przez budynek.

Przytaczam przykład, wzięty z nowojorskiego budynku dziennika Times. Ma on w rzucie poziomym kształt wydłużonego trapezu; w celu uzyskania większych ubikacyj piwnicznych, wystąpiono jednak poniżej terenu znacznie poza lica ściany budynku. Trudnością do pokonania była podziemna kolej elektryczna, która skracając z 42 ulicy

w Broadway, podchodzi ostrym łukiem pod budynek (fig. 536). Zarząd kolejowy zgodził się na przeprowadzenie fundamentu przez tunel pod tym tylko warunkiem, by w żaden sposób nie przeszkodził swobodnemu ruchowi kolejowemu. Słupy nie wchodzące w tunel przeprowadzone więc wprost do fundamentów (do głębokości 10 m), natomiast w części tunelowej wprowadzono słupy inne *S*, rozłożone między torami, opie-

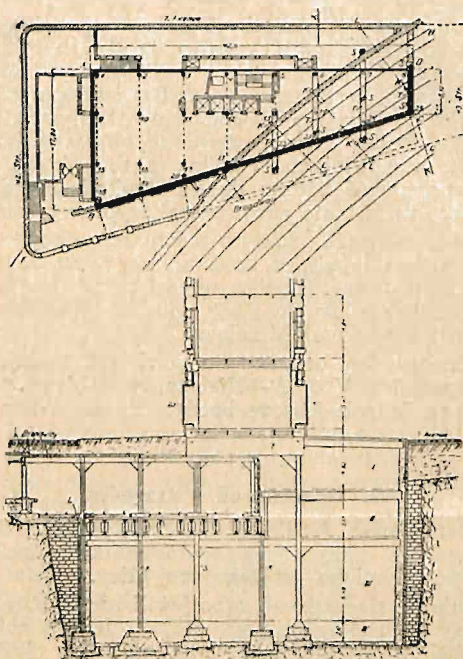


Fig. 536

rając na nich silne żelazne podciągł skrzynkowe *TT*, przejmujące ciężar wyeliminowanych słupów nadziemnej części budowy. Dla podparcia ścian tunelu i torów kolejowych zastosowano osobne podciągł, zaznaczone na fig. 530. Linją „kreska-kropka”, aby wstrząśnień z powodu przejazdu pociągów nie przenosić na fundamenty budynku. Dążność ta przejawiała się i w samym wykształtowaniu płyt fundamentowych. Ciężar słupów budynku przenosi się przez słupy żelazne, cios granitowy i blok betonowy bezpośrednio na skałę; natomiast fundament betonowy słupów podstawowych, wzmocniony rusztem żelaznym, spoczywa na ławie piaskowej, łagodzącej znacznie wstrząśnienia. W ten sposób rozwiązano to trudne zadanie w zupełnie zadowalający sposób.

#### 18. Ochrona od dźwięków (por. „Podr. Inż.” tom IV, str. 18)

Jeżeli chodzi o głosy z zewnątrz lub z ubikacyj sąsiednich, to najlepsze są osłony i ściany ceglane, też betonowe, zwłaszcza z betonu lekkich. Materiały, izolujące dobrze od ciepła i zimna, a więc złe przewodniki ciepła, izolują wogóle równie dobrze od dźwięków. Aby zmniejszyć przenoszenie się dźwięków przez konstrukcję żelazną, stosowano w poszczególnych wypadkach przełożenie styków papą,



azbestem, korkiem, antivibritem i innymi materiałami, które również mają izolować od przenoszenia się wstrząsów. Daje to pewne korzystne rezultaty, jednakże wogóle nie jest potrzebne. Rolę tę spełnia w dużym stopniu podkładka ołowiana pod żelazną podstawę słupów. Dobre rezultaty daje warstwa celotexu, azbestu i t. d. Najlepsze rezultaty daje kilka materiałów umieszczonych na sobie w odpowiednich warstwach.

Aby uchronić się od hałasów pochodzących z innych kondygnacyj, należy stosować stropy możliwie nieakustyczne. Niekorzystne są stropy na lepiku, zwłaszcza żelbetowe; natomiast korzystne stropy ceglane rozmaitych systemów z odpowiednią podsypką. Podsypka daje zresztą dobre rezultaty i przy stropach żelbetowych. Stosowanie mastewalu, celolitu i t. d. zamiast podsypki, jest już mniej celowe.

### Literatura.

- Bogucki: Rozwój budownictwa żelaznego i wpływ jego na architekturę. Czas. Techn. 1908.
- Bogucki: Współczesne budownictwo żelazne. Czas. Techn. 1930.
- Bryła: Amerykańskie wysokie domy t. zw. drapacze chmur. Przegląd Techniczny 1914 i odb.
- Bryła: Podręcznik budownictwa żelaznego. Lwów 1924.
- Bryła: Budowa 16 piętrowego gmachu tow. Prudential w Warszawie. Przegląd Techn. 1932, też po franc., ang. i niem.
- Bryła: Budowa gmachu P. K. O. w Warszawie. Przegląd Budowlany 1933, też po francusku i angielsku.
- Bryła: Spawane konstrukcje stalowe gmachu F. K. W. w Warszawie. Spawanie i Cięcie Metali. 1935.
- Bryła i Griffel: Budowa 14 piętrowego gmachu o szkieletcie stalowym w Katowicach. Czas. Techn. 1932.
- Stal w budownictwie. Wykłady urządzone przez Radę Stalową w Politechnice Warszawskiej. Czas. Techn. 1935 i odb.
- Bonhomme et Silvestre. Constructions métalliques. Paryż 1921.
- Le gratte-ciel américain. Paryż 1932.
- Godard: Règles pratiques pour la construction des charpentes métalliques. Paryż 1925.
- Milo S. Ketchum: Structural engineer's handbook. Londyn 1918.
- Haufl: Design of steel buildings. N. York 1933.
- Rappold: Bau der Wolkenkratzer. Monachjum i Berlin 1913.
- Gregor: Der praktische Eisenhochbau. Berlin 1923.
- Hawranek: Der Stahlskelettbau. Berlin i Wiedeń 1931.
- Reich: Stahlhochbauten. Berlin 1932 i 1934.
- Grüning: Der Eisenbau. Berlin 1929.
- Pisma: Czasop. Techniczne, Przegląd Techniczny, Spawanie i Cięcie Metali, Génie Civil, Ossature Métallique, Engineering News Record, Stahlbau, Bauingenieur.