

A  
590

**INŻ. ST. HEMPE**

BIBLIOTEK  
WYDZIAŁU ARCHITECTURY  
Politechniki Warszawskiej



**KONSTRUKCJE  
SZKIELETOWE**

A  
290

WYDZIAŁ ARCHITEKTURY  
Politechniki Warszawskiej  
nr 2543/II Inwentarza

**KONSTRUKCJE SZKIELETOWE  
ŻELAZNE.**

## TEGOŻ AUTORA:

- Celolit przy budowie stropów.  
Cement Nr. 4, 1931 r.
- Most na trzech oporach tworzących w planie trójkąt.  
Cement Nr. 6, 1931 r.
- Ciążar belek i podciągów żelaznych w budynkach szkieletowych.  
Biuletyn Koła Inż. Dróg i Mostów (przy Stow. Tech.  
w Warszawie. 1931 r.
- Warunki najmniejszego kosztu szkieletu żelbetowego.  
Przegląd Techniczny Nr. 45 — 46, 1931 r.
- Ugięcie łuku trójprzegubowego.
- Nowy sposób mierzenia przesunięć w specjalnych wypadkach.  
I-szy Polski Zjazd Żelbetników 1931 r. Wydawnic-  
two Polskich Fabryk Portland - Cementu, War-  
szawa, 1932 r.
- Równowaga sił sprężystości w powłoce sferycznej dowolnej gru-  
bości w szczególnym wypadku.  
Przegląd Techniczny Nr. 37 — 38, 1931 r.
- Układy belek stropowych o belkach krótszych niż rozpiętość.  
Dom Osiedle i Mieszkanie Nr. 6, 1931 r.
- Szkielet żelazny budynku.  
Dom Osiedle i Mieszkanie Nr. 9, 1931 r.
- Dom drewniany wykonany wyłącznie z desek.
- Domy drewniane.  
Dom Osiedle i Mieszkanie Nr. 10, 1931 r.
- Obudowa szkieletu żelbetowego.
- Eksplozja, a wytrzymałość konstrukcji budowlanych .  
Dom Osiedle i Mieszkanie Nr. 11, 1931 r.
- Racjonalne formy łuków w zastosowaniu do mostów.  
(Odbitka z Czasopisma technicznego, Lwów 1932 r.).
- Uwagi do konstrukcji Kościoła Opatrzności.  
Cement Nr. 3, 1932 r.
- Zamocowanie stropów w ściach.  
Architektura i Budownictwo Nr. 9, 1932 r.
- Fundamenty na palach czy bez pali.  
Cement Nr. 12, 1932 r.
- Na marginesie wystawy „Tani dom własny“.  
Przegląd budowlany, zeszyt 8/9, 1932 r.
- Drewniane konstrukcje inżynierskie. 1933 r.

STANISŁAW HEMPEL

# K O N S T R U K C J E SZKIELETOWE ŻELAZNE

624.012.4

WARSZAWA  
NAKŁADEM ZESPOŁU PRAESENS  
1933 R.

BIBLIOTEKA  
WYDZ.  
ARCHITEKTURY

83

## PRZEDMOWA.

Zakres, rodzaj i sposoby budowania ilustrują potrzeby i środki danej epoki.

Wzrastanie z biegiem czasu potrzeb, ich zróżniczkowanie, oraz stopniowe doskonalenie środków, stwarzają podstawy postępu wogóle, a więc i dla budownictwa.

Postęp w budownictwie, z małymi wyjątkami, ma charakter ciągłości, wykazując powolniejsze tempo w zaraniu powstawania budownictwa, niż w okresach późniejszych.

Zjawisko postępu możnaby ilustrować graficznie. Krzywa ilustrująca wielkość postępu asymptotycznie zbliża się do osi czasu dla okresów bardzo odległych, wykazując szybszy wzrost rzędnych w miarę zbliżania się do czasów obecnych. Taki pogląd potwierdza następujący przykład.

Dla zwiększenia dwójnasób rozpiętości rzymskich kamiennych mostów łukowych, z 17 m. do 34 m., upłynęło dwa tysiące lat, natomiast dla podwojenia rozpiętości współczesnych mostów łukowych żelbetowych wystarczył okres 20-stu lat.

Most St.-Bernard	l = 170 m.	1933 r. <sup>1)</sup>
Most Luxemburg	l = 84,7 m.	1903 r.

Powyższy przykład nie jest odosobniony. Historyczny rozwój budownictwa i konstruktywizmu daje inne liczne przykłady, które znajdzie czytelnik w książce prof. Dr. Lecha Niemojewskiego „Konstruktywizm w Architekturze“.

<sup>1)</sup> Mosty kamienne Periedierij.

Z wyżej przytoczonych uwag wynika, iż budownictwo doby obecnej ilustruje szybki postęp. Krzywa postępu wznosi się stromo ku górze.

Nie wchodząc w przyczyny tego postępu, stwierdzamy następujący fakt.

Przed kilku laty nie mieliśmy w Polsce, a przed kilkunastu nawet w Europie, budynków szkieletowych żelaznych. Ten rodzaj budownictwa otaczał do niedawna egzotyizm zamorski. Obecnie szkielety żelazne nie dziwią już nikogo.

Profesor Dr. Inż. Stefan Bryła, pionier konstrukcji spawanych nie tylko u nas ale i zagranicą, konstruuje pierwsze większe budynki szkieletowe w Katowicach i w Warszawie.

Budownictwo szkieletowe żelazne zjawia się na naszym rynku z nieznacznym opóźnieniem w stosunku do innych krajów cywilizowanych, jest postępem technicznym wielkiej miary, na który długo trzeba było czekać.

Równie długo czekaliśmy na postęp w metodzie budowania wielkich mostów kamiennych, betonowych lub żelbetonowych.

Historja w tej dziedzinie przekazała nam krążyny, które po zamknięciu klucza łuku opuszczają się. Ten sposób budowy posiada tradycję około pięciu tysięcy lat. Obecnie przy budowie wielkich mostów najpierw łuk zdejmują się z krążyn, a następnie zamyka się klucz.

Podobnie, zwykły bieg budowy domu wymaga wykonania ścian, a następnie stropów, natomiast budynek szkieletowy pozwala na odwrotny, a wogóle na odmienny porządek czynności związanych z budową.

Budownictwo doby obecnej posiada w dużym stopniu pierwiastek inżynierski i z tego względu upodabnia się do innych dziedzin nauk technicznych.

Budownictwo, oparte na podstawie rzemiosła, osiągnęło pewien skończony poziom rozwoju, bez widoku dalszego postępu na tej platformie.

W innej dziedzinie techniki — kolejnictwie, rutyna, kosztowne inwestycje, oraz społeczność techniki kolejowej zadowolona z osiągniętego poziomu tego środka komunikacji, nie sprzyja istotnym tendencjom postępu.

Automobilizm wolny od poglądu: „tak się robi“, w krótkim czasie wyrasta na groźnego konkurenta komunikacji, budzi kolejnictwo z błogiego zadowolenia z same-

go siebie, wprowadza doń element życia t. j. wynalazczości i postępu.

Czy budownictwo szkieletowe, a wogóle oparte na podstawach inżynierskich, nie jest tym automobilizmem, który spowoduje postęp na odcinku, jakoby wykończonym, budownictwa rzemieślniczego?

Niewątpliwie wpływ budownictwa szkieletowego, na budownictwo rzemieślnicze będzie bezpośredni i pośredni. Bezpośredni przez stwarzanie nowych zagadnień w rozwiązywaniu szczegółów, oraz pośredni, dzięki wprowadzeniu do budownictwa, i n ż y n i e r s k i e g o ujęcia zagadnień, opartego na podstawach statyki i wytrzymałości materiałów.

Budownictwo doby obecnej posiada zatem tendencję rozwoju w dwóch płaszczyznach, a mianowicie: w płaszczyźnie budownictwa szkieletowego o charakterze inżynierskim, datującym się od powstania tego systemu budowy, oraz w płaszczyźnie przeobrażenia się zwykłego budownictwa o podstawach rzemieślniczych, na budownictwo o zasadach inżynierskich.

Wprowadzenie, w większym zakresie niż to ma miejsce dotychczas, technicznych, naukowo uzasadnionych podstaw do budownictwa, nie tylko pozwoli uniknąć szeregu niewłaściwych rozwiązań, lecz pozwoli na nowe oświetlenie już istniejących, otwierając drogi racjonalnego postępu dla budownictwa, które w istotnym oparciu o ścisłe nauki techniczne, winno nosić nazwę: inżynierja budowlana.

Istniejąca literatura techniczna dotycząca konstrukcji szkieletowych w większości wypadków ogranicza się do opisów budynków wykonanych lub wykonywanych, do podania rozwiązań pewnych fragmentów lub szczegółów konstrukcji, oraz do metody wykonania budowy.

Opisowy rodzaj ujęcia zagadnień wymaga uzupełnienia, przez podanie istotnych cech tego rodzaju budownictwa, oraz wskazówek orjentujących projektującego w konieczności poczynienia niezbędnych założeń, głównie przy wykonaniu projektu szkicowego, t. j. podstawowej pracy architekta.

Z powyższych względów w niniejszej książce pominięto szczegóły, oświetlając jedynie najistotniejsze cechy budynków szkieletowych a mianowicie:

a) usztywnienia,

- b) kształty i proporcje budynków pod względem statyczno-konstrukcyjnym,
- c) koszt szkieletu i jego fundamentów na podstawie projektu szkicowego,
- d) elementy budynku mające wpływ na ogólne rozwiązanie szkieletu.

Kolegom zespołu Praesens składam najserdeczniejsze podziękowanie za podjęcie trudu wydania niniejszej książki; koledze inż. arch. B. Lachertowi dziękuję specjalnie za projekt okładki. Pomoc przy korektach oraz w wykonaniu rysunków zawdzięczam panu W. Stokowskiemu, studentowi Wydz. Arch. Pol. Warsz.

STANISŁAW HEMPEL.

Warszawa, sierpień 1933 r.

## C z ę ś ć I.

### UWAGI WSTĘPNE.

Budownictwo doby obecnej szuka nowych metod, bardziej celowych niż dotychczasowe, w rozwiązywaniu zagadnień budowlanych.

Budować — znaczy, z elementów tworzyć całość.

Zarówno poszczególne elementy jak i całość muszą odpowiadać pewnym warunkom i służyć określonym celom. Elementy budowlane wykonuje się z materiałów. Elementy służące do jednakowych celów różnią się wzajemnie materiałem z jakiego są wykonane i formą. Właściwy dobór materiału i odpowiednia forma decydują o racjonalności elementu; właściwy układ wzajemny elementów tworzy racjonalną budowę.

W rozwiązywaniu zagadnień budowlanych mamy następujące drogi do postępu wyrażające się: w poszukiwaniu nowych materiałów budowlanych, w ulepszaniu istniejących, oraz w poszukiwaniu nowych form w odniesieniu do elementów i całości.

Nowe materiały i nowe formy zwiększają zakres możliwych kompozycji budowlanych. Materiał — charakteryzuje jego własności. Racjonalne użycie materiału jest jednoznaczne z całkowitem wyzyskaniem jego własności.

Stopień wyzyskania własności materiału zależy nie tylko od przypisanej roli jaką ma spełniać dany materiał, ale i od formy w jakiej się go zastosuje.

Jednym ze środków należytego wyzyskania własności materiału jest nadanie elementom z danego materiału właściwych form.

Idealną budowlą byłaby taka, która odpowiadając swemu przeznaczeniu pozwoliłaby na taki dobór materiałów

i taki układ wzajemny poszczególnych elementów, przy którym własności wszystkich użytych materiałów dałyby się wyzyskać w stu procentach.

Tak pojęty ideał nie da się osiągnąć. Dużym zbliżeniem do ideału byłby wyraźny podział ról jakie dane materiały mają spełnić stosownie do ich własności. Właściwy podział ról między materiały, oraz formy odpowiadające własnościom materiałów, stanowią cechę tendencji budownictwa dzisiejszej doby.

Szczególnym i zarazem typowym przykładem ogólnej reguły „podziału ról“ będzie budowla szkieletowa.

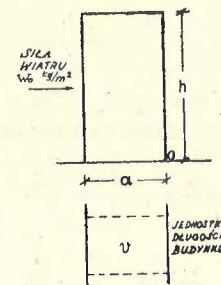
Przypisanie wyraźnie określonej roli szkieletowi budynku, z żelaza lub żelbetu konsekwentnie zmusza do poszukiwań takich materiałów, którymby można było równie celowo, powierzyć pozostałe role do spełnienia. Z powyższych pobudek rodzą się materiały niesłusznie nazywane „zastępcze“ (przeważnie zastępcze w odniesieniu do cegły).

Tak zwane materiały zastępcze mają na celu specjalizację odnośnie swych własności i dążą do posiadania znamiennych cech w najwyższym stopniu i jako takie, mogą spełniać w budowlach równie wyraźną rolę jak np. szkielet żelazny. Reguła „podziału ról“ dała nie tylko bodźca do uzyskania nowych możliwości w budownictwie (drapacze chmur) i stworzyła, jeżeli tak można powiedzieć, nową kartę w albumie architektury.

Budowle szkieletowe, jako najbardziej charakterystyczny rys współczesnego budownictwa, zasługują na specjalną uwagę. Drugą cechą poza istnieniem szkieletu, która je wyróżnia od budowli zwyczajnie murowanych, będzie — lekkość. Lekkość budowli jest niewątpliwie jej zaletą, którą należy okupić rozważeniem na temat równowagi budynku.

Następna zaleta budowli szkieletowych wyraża się w możliwości osiągnięcia dużej ilości pięt.

Stosunek wysokości budynku do jego wymiarów poprzecznych, oraz lekkość budowli są to podstawowe dane, decydujące o fundamentach i systemie usztywnień szkieletu. Niżej podane proste przykłady wyjaśniają wpływ lekkości i stosunku wymiarów geometrycznych budynku na jego równowagę czyli stateczność.



Rys. 1.

$v$  — objętość jednostki długości budynku;  
 $\gamma$  — ciężar jednostki objętości budynku;  
 $G = v\gamma$  — ciężar budynku.

Moment statyczny ciężaru budynku względem punktu „O“ przeciwdziałający przewróceniu się budynku wynosi:

$$M_g = v\gamma \frac{a}{2}$$

Moment statyczny sił wiatru względem punktu „O“ zmierzający do przewrócenia budynku wynosi:

$$M_w = \frac{w_0 h^2}{2}$$

Stateczność, czyli stopień pewności równowagi, w danym wypadku, wyraża się stosunkiem momentu przeciwdziałającego wywróceniu do momentu wywracającego.

$$\frac{M_g}{M_w} = \frac{v \cdot \gamma \cdot a}{w h^2} = n \quad (1)$$

Gdy  $n < 1$  budynek przewróci się.

Gdy  $n = 1$  budynek w równowadze chwiejnej.

Gdy  $n > 1$  budynek nie przewróci się.

Liczba  $n$  wyraża stopień pewności przeciwko wywróceniu się budynku. Np. gdy  $n = 2$  — budynek posiada dwukrotną pewność przeciwko przewróceniu się.

Z wzoru (1) czytamy: stopień równowagi budynku „ $n$ “ stoi w stosunku prostym do ciężaru budynku, do jego szerokości ( $a$ ), oraz w odwrotnym do kwadratu wysokości ( $h^2$ ).

Porównanie stopnia równowagi dwóch budynków o jednakowych wymiarach geometrycznych różniących się ciężarem ( $G$ ) wyrazi się w następujący sposób:



$$\frac{n_1}{n_2} = \frac{\gamma_1}{\gamma_2}$$

W celu porównania stopnia równowagi budynków różniących się wymiarami geometrycznymi piszemy:

$$M_g = h a \gamma \frac{a}{2} = \frac{\gamma}{2} \cdot h a^2$$

$$M_w = \frac{h^2}{2} \cdot w_0$$

Momenty  $M_g$  i  $M_w$  odnoszą się do jednostki długości budynku.  $w_0$  — siła wiatru na jednostkę kwadratową.

$$n = \frac{M_g}{M_w} = \frac{\gamma h a^2}{h^2 w_0} = \frac{\gamma a^2}{h w_0} \quad (2)$$

Założywszy jak wyżej, ciężar proporcjonalny do kubatury budynku, otrzymamy z wzoru (2), iż pewność równowagi wzrasta z kwadratem szerokości budynku.

Uwaga: ciężar budynku należy rozumieć wraz z fundamentami i ziemią spoczywającą na fundamentach.

Powyższe uwagi dotyczą równowagi budynku jako całości. Nie mniej ważna jest sprawa zapewnienia konstrukcji należytej sztywności. Przez sztywność konstrukcji szkieletowej rozumie się powszechnie zdolność przeciwstawienia się działaniu sił bocznych, poziomych (wiatr, trzęsienie ziemi<sup>1)</sup>), pozatem, rozumie się zachowanie przez konstrukcję niezmiennych form pomimo działania sił, głównie, poziomych. Inaczej mówiąc, przesunięcia w kierunku poziomym powinny być w granicach nieszkodliwych dla budynku.

Należy tu rozróżnić szkielet i szkielet obudowany t. j. budynek. Przesunięcia nieszkodliwe dla szkieletu mogą być

<sup>1)</sup> Trzęsienie ziemi działa na budynek w kierunku pionowym i poziomym. Pionowe działania są mniej szkodliwe niż poziome.

Jeżeli ciężar całego budynku wynosi  $G$ , a przyspieszenie ziemskie  $g$ , to masa budynku wyrazi się wzorem  $m = G : g$ . Oznaczając przyspieszenie wywołane trzęsieniem ziemi przez  $\gamma$  otrzymamy wielkość siły działającej na budynek  $Z = \gamma m$

W ten sposób możemy określić siły pionowe i poziome wywołane trzęsieniem ziemi dla każdej kondygnacji i uwzględnić ich wpływ w konstrukcji budynku.

bardzo szkodliwe dla budynku, wywołując np. pęknięcia większych szyb, ścian wypełniających, zacinanie się wind w prowadnicach, pękanie rur żeliwnych i t. p.

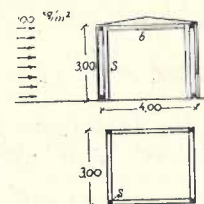
Budynek ma przeważnie formę zbliżoną do prostopadłościanu. Prostokątny przekrój, przed działaniem sił bocznych, pod wpływem tych sił dąży do formy romboidalnej. Odpowiednie usztywnienia przeciwdziałają zmianie prostokąta na romboid.



Rys. 2.

Dla ilustracji pojęcia sztywności budynku szkieletowego przytaczamy niżej najprostszy przykład, wskazujący jakie siły może wywołać w niektórych elementach działanie wiatru.

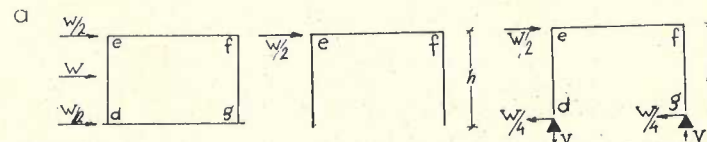
Wyobraźmy sobie budynek o wymiarach niżej podanych.



Rys. 3.

Dwa słupki  $s$  i belka pozioma  $b$  tworzą ramę.

Siła wiatru działającego na ścianę podłużną budynku przenosi się na ramę w następujący sposób: rys. 3-a



Rys. 3, a, b, c.

Siła  $w/2$  działa w punkcie  $d$  bezpośrednio na fundament ramy, rama zatem zostaje wyłącznie pod działaniem siły  $w/2$  w punkcie  $e$  rys. 3-b.

Siła  $w/2$  działając w punkcie  $e$  wywołuje w fundamentach w przybliżeniu reakcje jak na rys. 3-c.

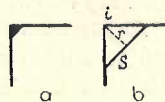
Przyjmując, iż w punktach  $d$  i  $g$  słupy przegibnie opierają się na fundamentach otrzymamy moment zginający w narożu  $e$  i  $f$ .

$$M = \frac{wh}{4}$$

W danym przykładzie:

$$M = \frac{3 \cdot 3 \cdot 100 \cdot 3}{4} = 668 \text{ kg. m.}$$

Naroża  $e$  i  $f$  mogą być skonstruowane w następujący sposób:



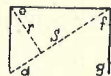
Rys. 4.

a) Naroże sztywne<sup>1)</sup>, dla którego moment wytrzymałości powinien wynosić  $\frac{M}{\sigma}$ , gdzie  $\sigma$  naprężenie dopuszczalne na zginanie dla materiału konstrukcji.

b) Naroże usztywnione; w „i” przegub (np. bolec).

Siła w pręcie usztywniającym rys. 4-b wyniesie:

$$S = \frac{M}{r}$$



Rys. 5.

Usztywniając naroże prętem  $S$  zbyt blisko punktu „i” wywołamy w tym pręcie bardzo duże siły. W rozpatrywanym przykładzie przyjmując  $r = 10$  cm. otrzymamy:

$$S = 6.680 \text{ kg.}$$

<sup>1)</sup> Naroża sztywne i usztywnione prowadzą do konstrukcji ramowych, nieekonomicznych w porównaniu z kratowemi.

W pewnych wypadkach staje się możliwym zaniechanie konstrukcji sztywnych węzłów, uzyskując sztywność konstrukcji przez wprowadzenie pręta  $d f$  lub  $e g$  lub obu jednocześnie. rys. 5.

Siła  $S$  w pręcie  $d f$  wyniesie:

$$S = \frac{M}{r}$$

W przykładzie  $S = \frac{688}{2,4} = 287 \text{ kg.}$ , a więc siła nieduża.

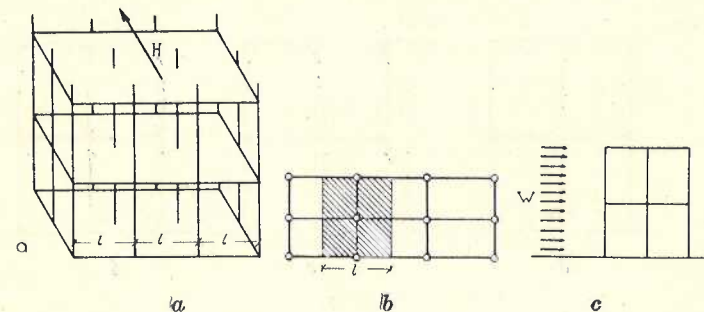
Rolę usztywnienia konstrukcji bardzo celowo może spełniać ściana lub ścianka działowa, całkowicie, lub prawie całkowicie wypełniająca szkielec  $d e f g$ . W ścianie takiej powstaną naprężenia ścinające poziome wywołane siłą  $\frac{w}{2}$  i pionowe wywołane reakcją  $v$ .

### Systemy usztywnień.

Sztywność budynku szkielecowego uzyskujemy przez dwa zasadnicze układy, które wspólnie tworzą system usztywnienia.

Rozróżniamy dwa układy: układ usztywnień pionowych oraz układ usztywnień poziomych. Usztywnienia, mając za zadanie przeniesienia sił bocznych na fundamenty, uzupełniają się wzajemnie w następujący sposób:

Usztywnienia w płaszczyznach poziomych przenoszą siły na usztywnienia pionowe, a z kolei, na fundamenty.



Rys. 6.

Rolę usztywnień poziomych mogą spełniać dachy płaskie, stropy, stropy specjalnie usztywniane, wiązary i ramownice.

Rolę usztywnień pionowych spełniają: ściany, ścianki działowe, wiązary i ramownice, klatki schodowe.

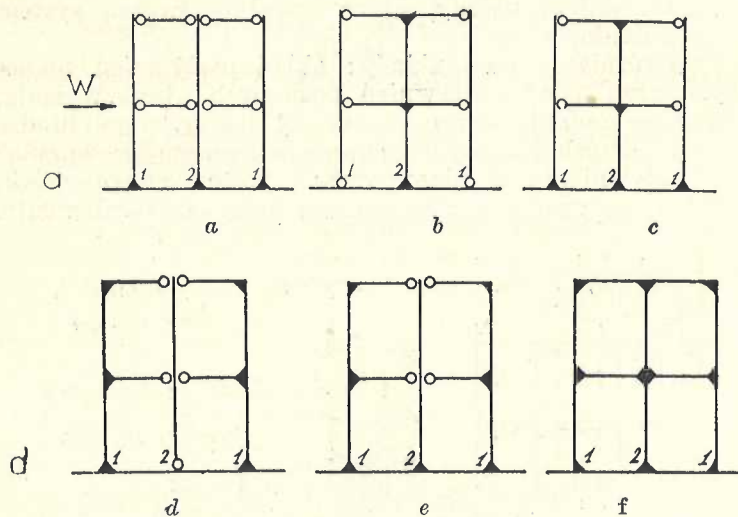
Rysunek 6-a przedstawia konstrukcje szkieletową usztywnioną wyłącznie stropami. Jeżeli stropy są dostatecznie sztywne to siła wiatru, działająca na ścianę dłuższą budynku, dzięki stropom, rozłoży się na wszystkie słupy budynku.

Rozpatrując element budynku o jednym szeregu słupów otrzymamy, iż siła wiatru działająca na jeden zespół słupów wynosi:

$$w = w_0 \cdot l \text{ kg.}$$

na 1 m. wysokości budynku, gdzie „ $w$ ” siła wiatru w  $\text{kg/m}^2$ .  $l$  odległość między słupami w m. rys. 6-b. Słupy łącznie z belkami tworzą ramownicę rys. 6-c, którą, w zależności od tego w jaki sposób nadamy jej sztywność, należy obliczyć i skonstruować.

Rozpatrzymy możliwe rozwiązania, przy założeniu, iż zginanie słupa bezpośrednio narażonego na działanie wiatru o wysokości jednej kondygnacji narazie odrzucimy.



Rys. 7.

Rys. 7-a: Belki poziome przegibnie połączone ze słupami. Słupy zamocowane w fundamentach. Sztywność konstrukcji opiera się wyłącznie na zamocowaniu słupów w punktach 1, 2, 1.

Rys. 7-b: Sztywność konstrukcji polega na sztywności węzłów słupa 2. Słup 2 mocniejszy od słupów 1.

Belki poziome łączące słupy mocniejsze niż w wypadku I, fundament słupa 2 znacznie większy od fundamentów słupów 1.

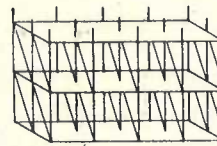
Rys. 7-c: Sztywność konstrukcji polega głównie na sztywnych węzłach słupa 2, oraz częściowo na zamocowaniu słupów 1.

Rys. 7-d: Sztywność konstrukcji uzyskujemy dzięki sztywnym węzłom słupów 1.

Rys. 7-e: Sztywność konstrukcji uzyskujemy głównie przez sztywność węzłów w słupach 1, oraz przez zamocowanie słupa 2.

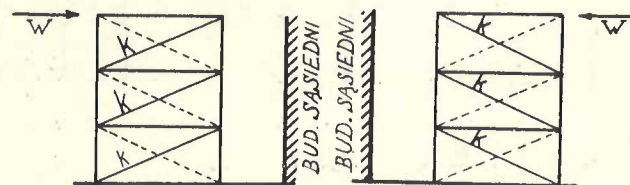
Rys. 7-f: Wszystkie węzły sztywne.

Wyżej wskazano na układy konstrukcyjne przy trzech słupach w przekroju poprzecznym; przy większej lub mniejszej liczbie słupów ilość możliwych rozwiązań odpowiednio zmieni się.



Rys. 8. Usztywnienia kratowe między słupami.

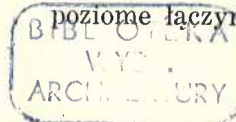
Cechą wspólną wspomnianych układów jest zjawisko zginania słupów i belek wywołane siłami tylko pionowymi, tylko poziomymi, lub obydwojma jednocześnie.



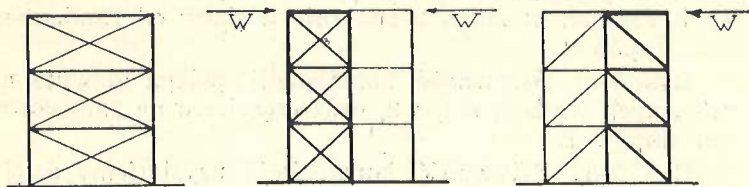
Rys. 8.

Z powyższych względów wspomniane układy nie należą do ekonomicznych.

W celu uniknięcia zginania słupów i belek przez siły poziome łączymy słupy kratą.



Oddzielne pręty, powstałych w ten sposób belek kratowych, jak wiadomo, będą ściskane lub rozciągane.



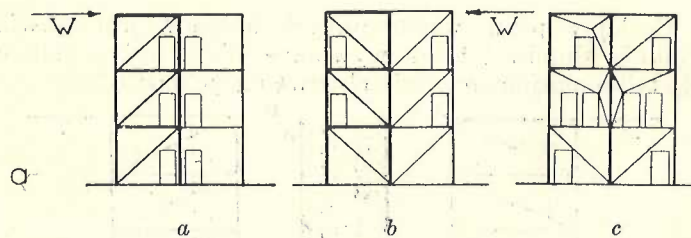
Rys. 8. Usztywnienia kratowe między słupami

Pomijamy nieznaczne zginanie słupów bezpośrednio narażonych na działanie wiatru w obrębie węzłów kraty, t. j. na rozpiętości równej wysokości kondygnacji.

Na rys. 8-a zaznaczono usztywnienia między zespołami słupów w przekrojach poprzecznych budynku.

Pochylenie krzyżulców  $K$  obieramy tak aby pracowały na rozciąganie, a zatem w zależności od strony działania wiatru. Gdy wiatr może działać z obu stron budynku damy podwójne krzyżulce, przyjmując w obliczeniu, iż pracuje jeden albo drugi.

Rozciągane krzyżulce mogą być wykonane z płaskowników, przez co można je schować w cienkiej ścianie, względnie nawet pod tynkiem.

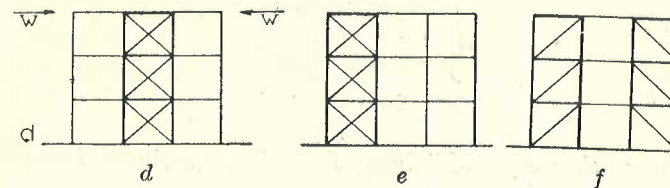


Rys. 9.

Grubszymi linjami oznaczono część konstrukcji tworzącą usztywnienie budynku w zależności od kierunku działania wiatru. (Rys. 8 i 9).

Odmienne sposoby zastosowania krzyżulców wywołane być mogą rozmieszczaniem otworów w ścianach rys. 9-a, b, c.

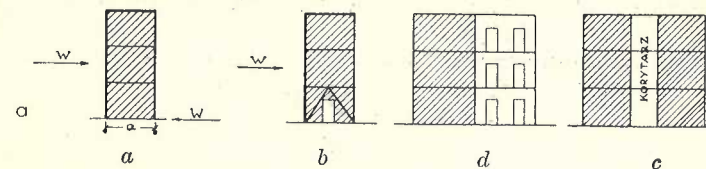
Na rysunkach 9-d, e, f, wskazano w jaki sposób można umieścić wiatrownice przy czterech słupach w jednym rzędzie.



Rys. 9.

### Ściany jako usztywnienie budynku.

Ściana, wypełniając przestrzeń między belkami i słupami, tworzy jedną całość z konstrukcją szkieletową i pracuje jako wspornik. Siły  $v$  działają na słupy, siła poprzeczna  $W$  w najniższym przekroju wywołuje naprężenia ścinające, które obliczamy. Z wzoru  $\tau = 1,5 \frac{W}{a \cdot \delta}$  gdzie  $\delta$  grubość ściany.



Rys. 10.

W ścianach, które spełniają rolę usztywnienia budynku nie powinno być większych otworów.

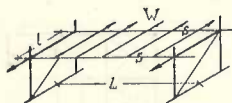
W razie, gdy otworu w ścianie nie można uniknąć przy projekcie budynku, należy zastosować usztywnienie krzyżulcami, rys. 10 b, albo sprawdzić naprężenia ścinające dla przekroju osłabionego otworem w ścianie.

Ściany zakreskowane spełniają rolę usztywnień. Ścian z otworami nie uwzględniamy w obliczeniach sztywności budynku, rys. 10 c, d.

### Usztywnienia w płaszczyznach poziomych.

Usztywnienia poziome mają zadanie przeniesienia sił bocznych na usztywnienia pionowe. Rolę tę w większości wypadków spełniają stropy.

Strop tworzy belkę poziomą opartą o sztywne człony budynku, rys. 11.



Rys. 11.

Stosunek rozpiętości belki  $L$  do jej wysokości  $l$  zwykle nie przekracza 2-ech ( $\frac{L}{l} < 2$ ),  $l$  — głębokość budynku.

Przy takim stosunku wymiarów geometrycznych belki, (stropu), należy sprawdzić przede wszystkim naprężenia ścinające z wzoru:

$$\tau = 1,5 \frac{Q}{l \delta}$$

$\delta$  grubość stropu.

$Q$  największa siła poprzeczna.

Naprężeń normalnych nie obliczamy. Większą pewność uzyskamy obliczając siły  $S$  w belkach skrajnych stropu, dzieląc moment  $\frac{L^2 W}{8}$  przez  $l$ .

$$S = \pm \frac{L^2 W}{8 l}$$

Naprężenia w belkach skrajnych obliczamy ze wzoru:

$$\sigma = \pm \frac{M}{W} \pm \frac{S}{F}$$

gdzie  $M$  moment od obciążenia pionowego belki, siła  $S$  wywołana przez działanie wiatru.

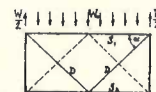
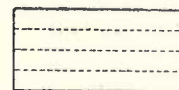
Siła w belkach skrajnych  $S$ , oraz naprężenie ścinające  $\tau$ , ściśle biorąc zależą od sposobu ułożenia belek stropowych.

Nie uwzględniając wpływu belek stropowych,  $\tau$  i  $S$  obliczamy z większym zapasem bezpieczeństwa.

W zależności od stosunku  $\frac{L}{l}$  oraz od grubości i materiału stropu naprężenia ścinające mogą wypaść większe od uznanych za dopuszczalne.

W takim wypadku nie zmieniając systemu stropu wprowadzamy pręty pomocnicze  $D$ .

$$W = w_0 L$$



Rys. 12.

$w_0$  siła wiatru na jednostkę długości.

Wprowadzenie prętów  $D$  w płaszczyźnie stropu czyni zbytecznym sprawdzanie naprężeń ścinających.

Według oznaczeń na rys. 12 otrzymamy  $S_2 = 0$

$$D = \frac{W}{2 \sin \alpha} \text{ rozciąganie}$$

$$S_1 = - \frac{W}{2 \operatorname{tg} \alpha} \text{ ściskanie.}$$

Pręty  $D$  jako rozciągane mogą być wykonane z płaskowników i w grubości stropu dają się umieścić.

Zastosowanie prętów  $D$  nie nastęrcza trudności montażowych, natomiast utrudnia wykonanie samego stropu.

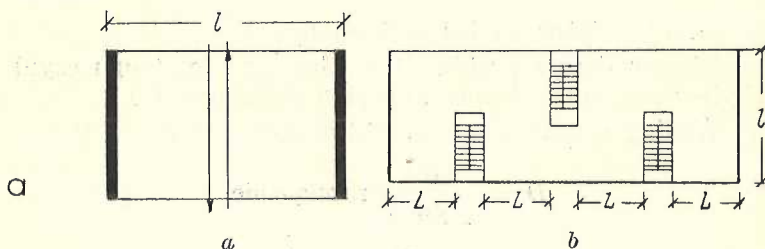
W budowlach takich jak hale, hangary, kościoły i t. p. odległości między sztywnymi członami budynku mogą być bardzo duże, budynki te są zwykle wysokie i mogą posiadać usztywnienie w kilku poziomach, t. j. w poziomie dachu lub blisko tego poziomu.

Tym warunkom najlepiej odpowiadać będzie poziomy wiązar kratowy. Systemy konstrukcyjne szkieletów budowli o dużych rozpiętościach stanowią specjalną grupę, którą obecnie pomijamy jako powszechnie znaną.

### Zespoły usztywnień poziomych i pionowych.

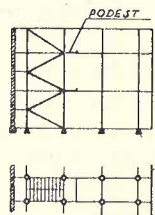
Wyjaśniliśmy rolę jaką spełniają oddzielnie usztywnienia poziome i pionowe, rozpatrzmy systemy usztywnień jako całość.

Projekt budynku, uwzględniając odpowiednie rozplanowanie poszczególnych pomieszczeń, wskazuje w jakich płaszczyznach pionowych można wykonać niezbędne usztywnienia. W wielu wypadkach projektodawca przypadkowo stwarza warunki dla racjonalnego usztywnienia budynku, taki wypadek najczęściej ma miejsce gdy projekt opiera się na wzorach budownictwa grubych murów. Budynek posiada należytą sztywność, natomiast celowość szkieletu bywa czasem problematyczną. Potrzeby usztywnień budynku należy uwzględniać już przy szkicowym projekcie. Usztywnienia pionowe budynku stwarzają pewne ograniczenia dla projektującego. Im mniej ograniczeń, w danym wypadku usztywnień, tym większą ma swobodę projektodawca.



Rys. 13 a, b.

Najmniejszą ilością sztywnych członów budynku dla jednego kierunku będą dwa człony.



Rys. 13 c.

Rys. 13-a przedstawia budynek w planie; usztywnienia przez ściany szczytowe, lub w ścianach szczytowych, dla kierunków wiatru oznaczonych strzałkami.

Odległość  $L$  między usztywnieniami powinna być mniejsza lub równa  $2l$  t. jest:

$$L \leq 2l$$

o ile rolę poziomych usztywnień spełniają wyłącznie stropy. Dla  $4l > L > 2l$  strop należy wzmocnić prętami  $D$  (patrz rys. 12).

Dla  $8l > L > 4l$  w poziomie stropu stosujemy wiązar kratowy.

Rolę usztywnień pionowych mogą spełniać klatki schodowe.

Odległość między klatkami schodowymi najczęściej mieści się w granicy  $L \leq 2l$  (rys. 12-b).

W specjalnych wypadkach możliwym jest wyzyskanie belek wangowych jako krzyżulców kraty między słupami (rys. 12-c).

### Usztywnienia w zależności od kształtu budynku.

Dla należytego usztywnienia małych budynków wystarcza wypełnienie szkieletu przez ściany, co nie wyklucza konieczności stosowania specjalnych konstrukcji usztywniających na czas montażu szkieletu i jego obudowy. W miarę zwiększania wysokości budynku w stosunku do wymiarów w planie, usztywnienia (wiatrownice) zarówno pionowe jak i poziome są niezbędne, poczynając od stosunku

$$\frac{H}{b} = \frac{2}{1},$$

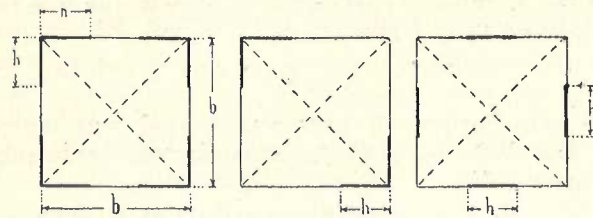
gdzie  $H$  wysokość,  $b$  mniejszy wymiar budynku w planie.

W dalszym ciągu podajemy rozmieszczenie wiatrownic w zależności od kształtu budynku w planie, oraz przybliżone, górne granice stosunków szerokości i długości budynku do jego wysokości.

Wiatrownice pionowe oznaczono szematycznie na rysunkach przez zgrubienie linii zarysu zewnętrznego budynku lub wewnętrznych ścian.

Wiatrownice poziome<sup>1)</sup> oznaczono szematycznie kreślowanymi linjami.

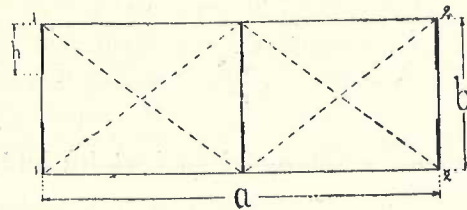
<sup>1)</sup> Stropy, stropy wzmocnione dla pracy jako belka pozioma, wiązary kratowe poziome.



Rys. 14.

$$\frac{H}{h} \leq 8$$

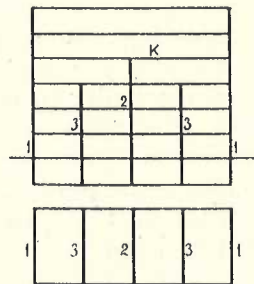
$$\max H = 8b.$$



Rys. 15.

Dla  $H < 2a$  w ścianach 1 — 2 wiatrownice mogą być niepotrzebne, dla  $H > 2a$  niezbędne.

Wiatrownice pionowe obciążone są najsilniej bezpośrednio nad fundamentami, a najmniej u góry, z tego względu ilość wiatrownic pionowych w kondygnacjach wyższych może być mniejsza niż w niższych.

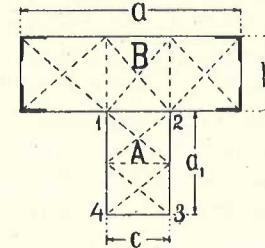


Rys. 16.

Rys. 16 przedstawia szematyczny poprzeczny przekrój budynku, gdzie najwyższe kondygnacje posiadają dwie

wiatrownice pionowe „1”, wiatrownica pozioma w stropie K opiera się o trzy sztywne człony budynku 1 i 2, natomiast reszta kondygnacji posiada pięć wiatrownic pionowych 1, 2, 3.

Wiatrownice poziome (w płaszczyźnie stropów) mogą pracować nie tylko jako belki podparte na dwóch podporach, lecz również w postaci konsoli.



Rys. 17.

Wiatrownice poziome, konsolowe umieszczone w poziomach stropów, w każdej lub w kilku kondygnacjach i oznaczone na rys. 17, — 1, 2, 3, 4 pozwalają projektować szerokość  $c$  skrzydła A niezależnie od wysokości budynku, przy czym pożądanym jest aby stosunek długości skrzydła do jego szerokości nie przekraczał dwóch, t. j.

$$\frac{a_1}{c} \leq 2$$

Skrzydło A przez wiatrownice poziome łączy się z właściwym blokiem budynku B, posiadającym wiatrownice pionowe w ścianach zewnętrznych, względnie, przy znacznej długości budynku ( $a$ ) również i w ścianach wewnętrznych.

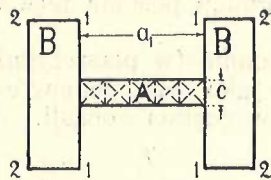
Stosunki  $H:h$  oraz  $H:b$  i  $H:a$  jak podano przy rys. 14 i 15.

Dzięki wiatrownicom poziomym podobnie jak w wypadku wyżej opisanym można projektować środkowe skrzydło budynku (A) rys. 18 o szerokości niezależnej od wysokości budynku, przy czym

$$a_1 \leq 8c$$

W podłużnych ścianach skrzydła A mogą być umieszczone wiatrownice pionowe, wówczas w ścianach 1 — 2

wiatrownice takie nie są potrzebne, będą jednak konieczne w ścianach 1 — 1 oraz 2 — 2.



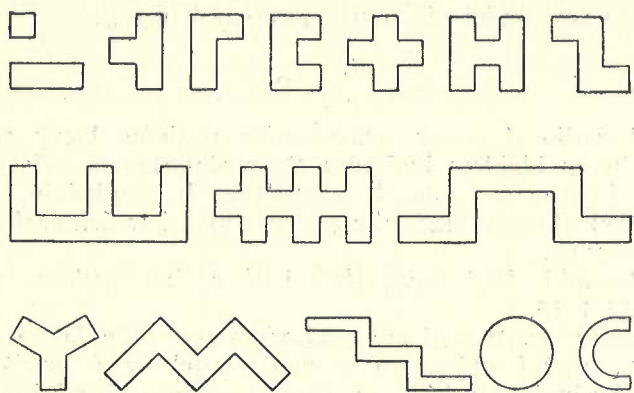
Rys. 18.

Przy powyższym rozmieszczeniu wiatrownic bloki *B* posiadają każdy po dwie konsoly, wówczas długość ścian 1 — 2 może być mniejsza niż  $H:8$ .

W wypadku umieszczenia wiatrownic pionowych w ścianach 1 — 2, 1 — 1 i 2 — 2 stosunki długości ścian do wysokości nie powinny przekraczać podanych przy rys. 14 i 15.

#### Kształt budynku w przekroju poziomym i pionowym.

Przy wysokich budynkach kształt budynku jako całości, odgrywa bardzo poważną rolę dla stateczności i sztywności konstrukcji szkieletu i budynku. Korzystne kształt-



Rys. 19.

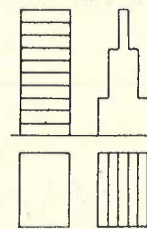
ty budynków w planie mają dużo cech wspólnych z profilami walcowanymi.

Kształty budynków szkieletowych w planie uwidoczono na rys. 19.

Przekrój pionowy budynku może być stały na całej wysokości lub zmienny.

Przekrój zmienny powstaje przez zmniejszenie: szerokości budynku, jego długości, oraz szerokości i długości jednocześnie.

W dwóch pierwszych wypadkach zmniejszeniu ciężaru budynku nie towarzyszy zmniejszenie sił wiatru w obu prostopadłych kierunkach jego działania. Z tego względu stały przekrój budynku jest racjonalniejszy pod względem statyczno-konstrukcyjnym od przekroju zmiennego rys. 20.



Rys. 20.

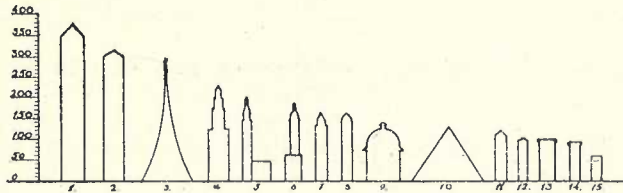
Zmieniając jednocześnie dwa wymiary poprzeczne budynku, zmniejszamy nie tylko ciężar budynku, lecz również powierzchnię atakowaną przez wiatr, co w rezultacie stwarza korzystne warunki statyczno-konstrukcyjne, do budowy wież znacznych wysokości.



## C z ę ś ć II.

## WYSOKOŚĆ BUDOWLI.

Budynki o szkielecie stalowym powstały jako jedyne możliwe rozwiązanie zagadnienia technicznego budowy domów, kilka lub kilkanaście razy wyższych od zwykle stosowanych wysokości.



Rys. 21.

- |                                   |                                    |
|-----------------------------------|------------------------------------|
| 1) <i>Empir State Building.</i>   | 9) <i>Bazylika Św. Piotra.</i>     |
| 2) <i>Chrysler.</i>               | 10) <i>Piramida Gizeh.</i>         |
| 3) <i>Eifel.</i>                  | 11) <i>Bryant.</i>                 |
| 4) <i>Wieża bud. Woolworth.</i>   | 12) <i>Trust Com. of America.</i>  |
| 5) <i>Wieża bud. Metropolitan</i> | 13) <i>Hotel Belmont.</i>          |
| <i>Life Insurance C.</i>          | 14) <i>German American Insu-</i>   |
| 6) <i>Singer.</i>                 | <i>rance.</i>                      |
| 7) <i>Bankers Trust C.</i>        | 15) <i>„Przezorność“ w Warsza-</i> |
| 8) <i>Katedra w Kolonji.</i>      | <i>wie.</i>                        |

W konsekwencji budynki, które dzięki swej wysokości nie mogły być zrealizowane bez szkieletu stalowego, dały początek rozwojowi budownictwa szkieletowego, w zastosowaniu, bez względu na wysokość t. j. nawet do obiektów parterowych. Wielka skala możliwości technicznych wyróżnia szkieletowy system budowy z pośród innych. Uniwersalność systemu szkieletowego dotyczy nie tylko skali obiektu budowlanego, ale w równej mierze stwarza wielką swobodę projektowania budynku w płaszczyznach poziomych i pionowych.

W celu przybliżonego wyjaśnienia do jakiej wysokości można budować budynek murowany, a do jakiej o szkielecie żelbetowym i żelaznym, mogą służyć następujące przybliżone rozważania.

## Graniczna wysokość budynku murowanego.

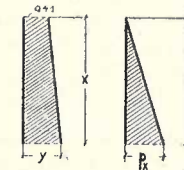
Za punkt wyjścia dla określenia wysokości budynku murowanego przyjmujemy ścianę kominową. Założymy osłabienie przekroju ściany przez otwory i lufty 30%. Rozpiętość stropów niech wynosi 6 m. po obu stronach ściany. Wysokość pomieszczeń 3,3 m. Obciążenie całkowite stropów łącznie ze ściankami działowymi 650 kg/m<sup>2</sup>. Ciężar 1 m.<sup>3</sup> ściany 1700 kg.

Obciążenie 1 m. bieżącego ściany przez jeden strop wyniesie  $6,0 \cdot 650 = 3900$  kg.

Obciążenie ściany przez strop obliczone na 1 m. wysokości ściany będzie

$$\frac{3900}{3,3} = 1180 \text{ kg.}$$

Obciążenie ściany przez stropy w poziomie  $x$  licząc od góry wyniesie  $p_x = 1180 x$ .



Rys. 22.

Ciężar ściany posiadającej wysokość  $x$  przedstawia równanie

$$G_x = \frac{0,41 + y}{2} x \cdot 1700 \quad \dots \quad (3)$$

Całkowite obciążenie ściany w miejscu  $x$  będzie

$$P_x = 1180 x + 850 (y + 0,41) x \quad \text{kg.}$$

Przyjmując naprężenia dla muru na zaprawie cementowej 12 kg/cm<sup>2</sup>, oraz uwzględniając osłabienie ściany

30% otrzymamy grubość ściany „y” w metrach z równania

$$y = \frac{P_x}{0,7 \cdot 12 \cdot 100 \cdot 100} = \frac{P_x}{84000}$$

albo

$$y = 0,014 x + 0,01 (y + 0,41) x$$

skąd

$$x = \frac{y}{0,01 y + 0,0181}$$

Dla największej grubości muru równej  $\frac{1}{3}$  rozpiętości stropu, co w danym przykładzie uczyni  $y = 6:3 = 2,0$  m. otrzymamy wysokość budynku

$$x = \frac{2,0}{0,02 + 0,0181} = \frac{2,0}{0,038} = 53 \text{ m okrągło } 50 \text{ m.}$$

Budynek murowany o wysokości około 50 m. w najniższych kondygnacjach wykazywałby straty na powierzchni użytkowej około 50% w stosunku do pomieszczeń najwyższych pięter.

#### Graniczna wysokość budynku o szkielecie żelbetowym.

Przyjmujemy ciężar stropów żelbetowych łącznie z podciągami i ściankami działowymi  $850 \text{ kg/m}^2$ .

Rozstawienie słupów co 6 m., czyli powierzchnia stropu przypadająca na jeden słupek wyniesie  $36 \text{ m}^2$ , a obciążenie jednego słupa przez jeden strop będzie

$$36 \cdot 850 = 31000 \text{ kg.}$$

Ciężar ściany o wysokości 3 m. o ciężarze  $1 \text{ m}^2 \cdot 250 \text{ kg.}$ , przyjmując 6 m. b. ściany na jeden słupek wyniesie

$$6,0 \cdot 3,0 \cdot 250 = 4500 \text{ kg}$$

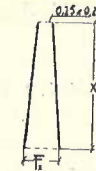
Obciążenie słupa przez jedną kondygnację  $35500 \text{ kg.}$

Obciążenie słupa obliczone na 1 m. wysokości przy wysokości kondygnacji 3,3 m. będzie:

$$p = \frac{35500}{3,3} = 11000 \text{ kg.}$$

Ciężar słupa żelbetowego o wysokości  $x$  przedstawia równanie

$$G_x = (0,0625 + F_x) \frac{x}{2} \cdot 2400 = \\ = (0,0625 + F_x) 1200 x \dots \dots \dots (4)$$



Rys 23.

Obciążenie słupa w poziomie  $x$  będzie

$P_x = 11000x + 1200 (0,0625 + F_x) x$  albo przyjmując obciążenie w tonnach

$$P_x = 11 x + 1,2 (0,0625 + F_x) \cdot x$$

Dla naprężeń w słupie żelbetowym osiowo obciążonym około  $40 \text{ kg/cm}^2$  lub  $400 \text{ t/m}^2$ . otrzymamy przekrój słupa w miejscu  $x$

$$F_x = \frac{P_x}{400} = 0,275x + (0,00018 + F_x)x$$

skąd

$$x = \frac{F_x}{0,0276 + 0,0030 F_x}$$

Przyjmując przekrój słupa w najniższej kondygnacji  $2 \cdot 2 \text{ m} = 4 \text{ m}^2$ . otrzymamy

$$x = \frac{4,0}{0,0276 + 0,012} = \frac{4,0}{0,0396} = \text{okrągło } 100 \text{ m.}$$

Powierzchnia podłogi zajęta przez słupy w najniższej kondygnacji wynosi 11% powierzchni mierzonej między osiami słupów.

#### Graniczna wysokość budynku o szkielecie żelaznym.

Rozstawienie słupów co 6 m.

Obciążenie  $1 \text{ m}^2$ . stropu łącznie z podciągami i ściankami działowymi —  $700 \text{ kg.}$

Obciążenie jednego słupa przez jeden strop wyniesie 36.700 = 25000

Ciężar ściany dzielącej mieszkania przypadający na jeden słup jak dla szkieletu żelbetowego przyjmujemy 4500

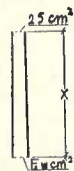
Obciążenie słupa przez jedną kondygnację okrągło 30 ton.

Obciążenie słupa obliczone na 1 m. wysokości słupa przy wysokości kondygnacji 3,3 m. wyniesie

$$p = \frac{30}{3,3} = \text{okrągło } 0,9 \text{ ton}$$

Ciężar słupa żelaznego o wysokości  $x$

$$G'_x = (25 + F_x) \frac{x}{2} \cdot 0,785 \quad \text{kg.}$$



Rys. 24.

Uwzględniając otulenie słupa betonem, cegłą lub innym podobnym materiałem ciężar słupa przyjmujemy

$$G_x = 2 G'_x = \text{okrągło } 0,0008 (25 + F_x) x$$

Całkowite obciążenie słupa w miejscu  $x$  przedstawia równanie (5)

$$P_x = 0,9 x + 0,0008 (25 + F_x) x \quad \dots (5)$$

Przyjmując naprężenia dla żelaza 1000 kg/cm<sup>2</sup>. otrzymamy przekrój  $F_x$  z równania

$$F_x = \frac{P_x \cdot 1000}{1000} = P_x$$

$$F_x = 0,9 x + 0,0008 (25 + F_x) x$$

skąd

$$x = \frac{F_x}{0,92 + 0,0008 F_x}$$

Obierając przekrój słupa 1200 cm<sup>2</sup>. (3 szeroko stopowe I Nr. 100) otrzymamy

$$x = \frac{1200}{0,92 + 0,96} = \text{okrągło } 650 \text{ m.}$$

Słup zajmuje powierzchnię około 1 m<sup>2</sup>. t. j. około 3% powierzchni podłogi mierzonej między osiami słupów.

Powyższe orientacyjne obliczenia wskazują następujące największe możliwe wysokości budynków, a mianowicie:

budynki murowane	50 m.
budynki o szkielecie żelbetowym	100 m.
budynki o szkielecie stalowym	600 m.

Wyżej podane cyfry mają znaczenie wyłącznie porównawcze. Przytoczone obliczenia nie uwzględniają sił wiatru, a zatem należy rozumieć, iż szerokość i długość budynków musiałaby być w takim stosunku do wysokości, aby siły wiatru nie posiadały istotnego wpływu na przekroje słupów względnie ścian.

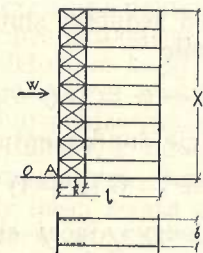
#### Działanie wiatru na budynek.

Oznaczmy:

wysokość budynku —  $x$  w metrach,

szerokość budynku  $l$  w metrach,

szerokość wiatrownicy  $\frac{l}{k}$  w metrach,



Rys. 25.

ciężar 1 m<sup>3</sup>. budynku  $q$  kg/m<sup>3</sup>.

siła wiatru na 1 m<sup>2</sup>. „ $w$ ” kg.

Przy powyższych oznaczeniach otrzymamy:

Siła wiatru działająca na część budynku o długości  $b$ .  
 $W = bxw$ , oraz moment tej siły względem poziomu  
 $0 - 0$ .

$$M_w = \frac{bx^2w}{2}$$

Obciążenie słupa w punkcie  $A$  wywołane ciężarem budynku  $q$  kg/m<sup>3</sup>.

$$G = \frac{1}{2} bx \frac{l}{k} q = \frac{bxlq}{2k}$$

Siła działająca u podstawy słupa  $A$  wywołana działaniem wiatru.

$$S = M : \frac{l}{k} = \frac{bx^2wk}{l}$$

Tworząc stosunek  $\frac{S}{G}$  otrzymamy

$$\alpha = \frac{S}{G} = \frac{2wk^2x}{ql^2}$$

Wstawiając do powyższego wzoru przybliżony ciężar 1 m<sup>3</sup> budynku szkieletowego  $q = 300 + x^1$ )

Ostatecznie stosunek  $\alpha$  wyraża się wzorem (6)

$$\alpha = \frac{S}{G} = \frac{2wk^2x}{(300 + x)l^2} \dots \dots \dots (6)$$

Dla  $\alpha$  większych od jedności słup zostaje odrywany od fundamentu przez siłę

$$Z = S - G = G(\alpha - 1) \dots \dots \dots (7)$$

Największe obciążenie fundamentu

$$Z_1 = -G(\alpha + 1) \dots \dots \dots (7a)$$

Wielkość siły ( $Z$ ) odrywającej słup od fundamentu zależy od współczynnika  $\alpha$ . Z wzoru (6) czytamy:

Budynki lekkie, wysokie o małej szerokości będą posiadać słupy odrywane od fundamentów. Siła jest tym

<sup>1)</sup> Ciężar budynku murowanego  $q = 500 + 10x$  kg/m<sup>3</sup>.  
 Ciężar budynku o szkieletcie żelbetowym  $q = 350 + 5x$  kg/m<sup>3</sup>.

większa, im mniejsza jest odległość między słupami tworzącymi pionowy wiązarkę wiatrowy.

Możliwość występowania sił rozciągających w słupach budynku szkieletowego tworzy cechę charakterystyczną tego rodzaju budowli. Cecha ta uzewnętrznia się w rozwiązaniu konstrukcyjnym fundamentów słupów. Fundament o jakim mowa pracuje dwojako:

Obciążony z góry na dół spełnia rolę zwykłego fundamentu,

Obciążony z dołu do góry spełnia rolę kotwy słupa i w tym wypadku upodabnia się do bloków kotwicznych mostów wiszących.



Rys. 26.

Podany wyżej rys. ilustruje sposób zakotwienia słupa. Zmniejszenie przekroju kotwy z głębokością fundamentu, wynika z uwzględnienia przyczepności betonu do żelaza (4,5 kg/cm<sup>2</sup>).

#### Przedmiar szkieletu i fundamentu szkieletu.

Już w trakcie szkicowego projektowania budynku należy uwzględnić te czynniki, które mogą mieć wpływ na koszt budynku.

Sporządzenie kosztorysu po wykonaniu projektu, wprawdzie ujawnia koszt poszczególnych robót, ale nie daje wytycznych w czasie projektowania. Rezultaty kosztorysowe zaskakują projektodawcę post factum.

W budynku szkieletowym koszt szkieletu z fundamentami tworzy pozycję, której wielkość w dużym stopniu zależy od trafnego scharmonizowania warunków, przy których szkielet jest najtańszy, z wymaganiami co do rozwiązań planu w poszczególnych kondygnacjach budynku. Przedmiar, dotyczący ilości żelaza w szkielecie i objętości betonu w fundamentach, wykonany na zasadzie szkicowej bryły budynku zastępuje kosztorys orientacyjny. Możliwość przybliżonego skosztorysowania kilku szkicowych wariantów ułatwia ocenę szkiców w świetle kosztów.

W celu wprowadzenia czynnika ekonomii do projektowania budynków szkieletowych, w dalszym ciągu, niniejszy rozdział podaje czynniki wpływające na koszt szkie-

letu, oraz konkretne wzory, pozwalające, w łatwy sposób, określić przybliżone koszty szkieletu i jego fundamentów.

Ciążar budynku szkieletowego, po przez belki stropowe i podciągi, przenosi się na słupy, a te z kolei obciążają fundamenty.

Słupy jako elementy budynku, będące w bezpośrednim kontakcie z belkami i podciągami z jednej strony, a fundamentami z drugiej, mają duży wpływ w zależności od ich rozstawienia i ilości na koszt fundamentów i szkieletu.

#### Wpływ ilości słupów na koszt fundamentów.

Całkowity ciężar budynku wraz z obciążeniami użytecznymi niech wynosi  $G$  ton.

Przyjmując naprężenia dopuszczalne dla gruntu  $\sigma$  t/m<sup>2</sup>. i pomijając ciężar własny fundamentów, otrzymamy powierzchnię podstaw wszystkich fundamentów z wzoru

$$F = \frac{G}{\sigma} \text{ m}^2$$

przyczem powierzchnia  $F$  nie zależy od ilości słupów. Im więcej słupów posiada budynek tym mniejsza część powierzchni  $F$  przypada na jeden słup. Mniejszej powierzchni fundamentu odpowiada mniejsza jego wysokość, a zatem im więcej słupów posiada dany budynek tym mniejsza jest objętość fundamentów, ściślej, objętość fundamentów stoi w stosunku odwrotnym do pierwiastka kwadratowego z ilości słupów. Naprzykład:

Przez zwiększenie ilości słupów cztery razy otrzymamy dwukrotne zmniejszenie objętości fundamentów.

#### Objętość fundamentów pod słupy budynku szkieletowego.

Oznaczmy:

Powierzchnię zabudowaną —  $F$  m<sup>2</sup>.

Wysokość budynku licząc od podłogi najniższej kondygnacji (piwnicy) do wierzchu stropu strychowego —  $h$  m.

Obwód zewnętrzny budynku —  $L$  m.

Ilość kondygnacji —  $m$ .

Ciążar 1 m<sup>2</sup>. stropu łącznie z obciążeniem przez ścianki i obciążeniem użytecznym —  $q$  t/m<sup>2</sup>.

Ciążar 1 m<sup>2</sup>. ścian zewnętrznych  $g$  t/m<sup>2</sup>.

Przy powyższych oznaczeniach ciężar budynku wraz z obciążeniami użytecznymi wyniesie

$$G = mFq + Lhg \dots \text{ ton.} \quad (8)$$

Oznaczając dopuszczalne obciążenia gruntu przez fundamenty  $\sigma$  t/m<sup>2</sup>, oraz przyjmując średnią wysokość fundamentów 1 m. otrzymamy objętość „ $V$ ” fundamentów wszystkich słupów z wzoru:

$$V = \frac{G}{\sigma} = \frac{1}{\sigma} [mFq + Lhg] \dots \text{ m}^3$$

*Przykład 1* a) Długość budynku 60 m., szerokość 15 m., wysokość: 8 kondygnacji ( $m = 8$ ) po 3,5 m.,  $h = 28$  m.,  $F = 900$  m<sup>2</sup>  $L = 150$  m. Budynek mieszkalny. Obciążenie użyteczne stropów 200 kg/m<sup>2</sup>, ciężar własny 300 kg/cm<sup>2</sup>, ścianki działowe 150 kg/m<sup>2</sup>, razem  $q = 0,65$  t/m<sup>2</sup>. Ściany zewnętrzne w pół cegły (z cegły pełnej ocieplone warstwą celolitu grub. 8 cm., licowane kamieniem pińczowskim  $g = 0,35$  t/m<sup>2</sup>,  $\sigma = 2$  kg/cm<sup>2</sup> = 20 t/m<sup>2</sup>). Przy powyższych przyjęciach objętości fundamentów, pod słupy wyniesie

$$V = 318 \text{ m}^3. \text{ betonu.}$$

b) Budynek o takich samych wymiarach geometrycznych lecz o ścianach murowanych w dwie cegły ( $g = 0,9$  t/m<sup>2</sup>) będzie wymagał większej objętości fundamentów, a mianowicie

$$V = 423 \text{ m}^3. \text{ betonu.}$$

c) przyjmując obciążenie użyteczne 750 kg/m<sup>2</sup>, oraz ciężar własny stropu 400 kg/m<sup>2</sup>, zostawiając ciężar ścianek jak w pierwszym przykładzie otrzymamy  $q = 1,3$  t/m<sup>2</sup>. Objętość fundamentów budynku przeznaczonego na składy o wymiarach jak poprzednio, wyniesie

$$V = 541 \text{ m}^3.$$

#### Koszt słupów w zależności od ich ilości.

Ciążar budynku wyrażony wzorem (8) spoczywa na słupach. Łączny przekrój wszystkich słupów w jednym poziomie nie zależy od ilości słupów. Teoretyczna ilość materiału potrzebnego na słupy może być określona bez względu na ich ilość. Materiał, użyty na słupy łącznie z robocizną proporcjonalną do ich wagi, stanowi główną

pozycję kosztu słupów. Zwiększając ilość słupów (co korzystnie wpływa na objętość fundamentów i na zmniejszenie rozpiętości belek, oraz podciągów), zwiększamy współczynnik ustrojowy<sup>1)</sup>, dotyczący wagi słupów, oraz zwiększamy ilość metrów bieżących słupów, co w konsekwencji zwiększa koszty związane z obudową tych słupów.

Z powyższego wynika, iż zwiększając ilość słupów zwiększamy również ich koszt, jakkolwiek łączny przekrój słupów pozostaje bez zmiany, (wyboczenie wpływa na zwiększenie przekroju). Dla przybliżonego przedmiaru dotyczącego ilości żelaza w słupach, pominiemy zmianę współczynnika ustrojowego, oraz wpływ wyboczenia.

Oznaczmy: ciężar 1 m<sup>3</sup>. żelaza  $\gamma = 7850$  kg., współczynnik ustrojowy  $\alpha = 1,5$ , naprężenia dopuszczalne dla żelaza na ściskanie  $\sigma = 10000$  t/cm<sup>2</sup>. (zamiast 1200 kg/m<sup>2</sup>., przyjęto 1000 kg/cm<sup>2</sup>. częściowo uwzględniając w ten sposób wpływ wyboczenia).

Obciążenie łączne wszystkich słupów bezpośrednio nad fundamentami wynosi  $G$  ton (ciężar budynku). Średnie obciążenie słupów przyjmujemy 0,6  $G$  t. j. zamiast obciążenia słupów przez poszczególne kondygnacje przyjmujemy obciążenie wierzchołka słupa, przez co powstaje słup zastępczy o jednakowym przekroju od góry do dołu.

Przy powyższych oznaczeniach i założeniach ciężar wszystkich słupów wyraża się w kg. przez następujący wzór.

$$G_s = 0,6 \alpha \frac{G h \gamma}{\sigma}$$

Wstawiając wartość  $G$  otrzymamy

$$G = \frac{0,6 \alpha h \gamma}{\sigma} [m F q + L h g] \text{ w kilogramach}$$

Ilość żelaza w słupach obliczona na 1 m<sup>3</sup>. budynku wyniesie

$$g_s = \frac{G_s}{F \cdot h} = \frac{0,6 \alpha \gamma}{\sigma} \left[ m q + \frac{L h g}{F} \right]$$

Przyjmując średnią wysokość kondygnacji  $h_1 = \frac{h}{m}$

<sup>1)</sup> Współczynnik ustrojowy określa o ile należy zwiększyć teoretyczną wagę słupa, aby uwzględnić nakładki, blachy węzłowe, nitki i t. p.

otrzymamy

$$g_s = \frac{0,6 \alpha \gamma h}{\sigma} \left[ \frac{q}{h_1} + \frac{L g}{F} \right] = 0,7 h \left[ \frac{q}{h_1} + \frac{L g}{F} \right] \dots (9)$$

Dla długich budynków o stosunkowo małej szerokości  $b$  (w metr.) stosunek  $\frac{L}{F}$  w przybliżeniu wynosi  $\frac{2}{b}$ , przyjmując pozatem  $h_1 = 3,3$  m. wzór (6) przyjmie bardzo prostą postać, a mianowicie:

$$g_s = 0,7 h \left[ 0,3'q + \frac{2g}{b} \right] \text{ kg/m}^3. \dots (9a)$$

*Przykład 2.* Dla budynków określonych w przykładach na stronie 37 otrzymamy na zasadzie wzoru (9) następującą ilość żelaza w słupach na 1 m<sup>3</sup>. budynku:

- a) 4,8 kg.
- b) 6,6 kg
- c) 8,5 kg.

#### Ilość żelaza w belkach stropowych i podciągach.

W większości wypadków belki i podciągi w budynku szkieletowym niosą obciążenia równomiernie rozłożone, a zatem momenty zginające są proporcjonalne do kwadratów rozpiętości. W miarę zwiększania rozpiętości belki zwiększa się również jej wysokość co powoduje lepsze wyzyskanie materiału belki<sup>1)</sup>. Dzięki tej własności profilów walcowanych waga belek zmienia się proporcjonalnie do rozpiętości.

Ilość żelaza w belkach stropowych swobodnie leżących, obliczona na 1 m<sup>2</sup>. stropu, wynosi 6,5  $q l$  kg/m<sup>2</sup>. 10a w podciągach swobodnie leżących 4,2  $q_1 l_1$  kg/m<sup>2</sup>. 10b w belkach ciągłych stropowych 5,5  $q l$  kg/m<sup>2</sup>. 10c w podciągach ciągłych 3,6  $q_1 l_1$  kg/m<sup>2</sup>. 10d  $q$  i  $q_1$  w ton/m<sup>2</sup>.,  $l$  i  $l_1$  w metrach.

<sup>1)</sup> Dla normalnych I  $\frac{W}{g} = 0,4 h$

„ „ C  $\frac{W}{g} = 0,38 h$

„ I szerokostopowych  $\frac{W}{g} = 0,47 h$

$W$  — w cm<sup>3</sup>:  $g$  kg/m.  $b, h$  — wysokość belki w cm.

Powyższe wzory dają dobre rezultaty dla rozpiętości stosowanych w budownictwie t. j. od 3,0 do 8,0 m., przy obciążeniach od 400 do 1500 kg/m<sup>2</sup>. Ilość żelaza obliczona z wzorów obejmuje wagę połączeń między belkami. Waga żelaza w belkach i podciągach przy stałym obciążeniu zależy w stosunku prostym od rozpiętości  $l$  i  $l_1$ , te zaś od rozstawienia słupów. Zwiększenie ilości słupów, powodując zmniejszenie rozpiętości belek i podciągów, prowadzi do zmniejszenia ilości żelaza na belki i podciągi, a zatem sprzyja oszczędności.

*Przykład 3.* Określić ilość żelaza potrzebnego na belki dla budynku szkieletowego według danych w przykładzie 1a.

Rozpiętość podciągów  $l_1 = 5,0$  m.

Rozpiętość belek stropowych  $l = 4,0$  m.

Nie każda belka stropowa niesie ściankę działową (150 kg/m<sup>2</sup>, z tego względu w obciążeniu belek stropowych przyjmujemy na ścianki działowe 50 kg/m<sup>2</sup>, czyli  $q = 0,55$  t/m<sup>2</sup>. Podciągi niosą oprócz całkowitego ciężaru ścianek działowych jeszcze ciężar ścian zewnętrznych.

Ciężar własny stropów, obciążenie użyteczne i ciężar ścianek działowych — 0,65 t/m<sup>2</sup>.

Ciężar ścian zewnętrznych przeliczony na 1 m<sup>2</sup>. stropu wyniesie

$$0,35 \cdot 0,35 \frac{150 \text{ (obwód)}}{900 \text{ (powierzchnia)}} = 0,21 \text{ ,,}$$

$$\frac{\quad}{q_1 = 0,86 \text{ ,,}}$$

Ciężar belek stropowych według wzoru (10a)

$$6,5 \cdot 0,55 \cdot 4,0 = 14,3 \text{ kg/m}^2.$$

Ciężar podciągów jako belek ciągłych (według wzoru 10d)

$$3,6 \cdot 0,86 \cdot 5,0 = 15,5 \text{ kg/m}^2.$$

razem: 29,8 kg/m<sup>2</sup>.

Ciężar własny stropów, obciążenie użyteczne i ciężar ścianek działowych 0,65 t/m<sup>2</sup>.

Ciężar ścian zewnętrznych przeliczony na 1 m<sup>2</sup>. stropu

$$0,35 \cdot 3,5 \frac{900 \text{ (powierzchnia)}}{150 \text{ (obwód)}} = \frac{0,21 \text{ t/m}^2}{q_1 = 0,86 \text{ t/m}^2}.$$

*Przykład 4.*

#### Całkowity koszt szkieletu i fundamentu szkieletu.

Ilość żelaza w belkach i podciągach obliczona na 1 m <sup>3</sup> budynku przy wysokości kondygnacji 3,5 m. wyniesie	$\frac{29,8}{3,5}$	8,5 kg/m <sup>3</sup> .
Ciężar słupów (przykład 2a)	4,8	„
Wiatrownice 20% ciężaru słupów okrągło	1,0	„
Ciężar szkieletu stalowego obliczony na 1 m <sup>3</sup> . budynku		14,3 kg/m <sup>3</sup>
Całkowity ciężar konstrukcji szkieletowej	15 . 60 . 28 . 0,0143 =	360 ton.
Objętość fundamentów betonowych		318 m <sup>3</sup> .
Koszt szkieletu łącznie z montażem	360 . 900 =	324000 zł.
Koszt fundamentu	318 . 90 =	28600 zł.
		razem: 352600 zł.
Koszt szkieletu stalowego i jego fundamentów okrągło		360000 zł.

#### Układy słupów, podciągów i belek stropowych.

Rozstawienie słupów decyduje o układzie podciągów i belek i jednocześnie zależy od rozplanowania poszczególnych kondygnacji i kształtu budynku, a zatem, zależy od sytuacji czyli konfiguracji placu oprócz tego, od budowy sąsiednich (fundamenty).

Rozstawienie słupów winien cechować porządek, który w zależności od formy budynku można w różnym stopniu osiągnąć, stosując następujące wskazówki.

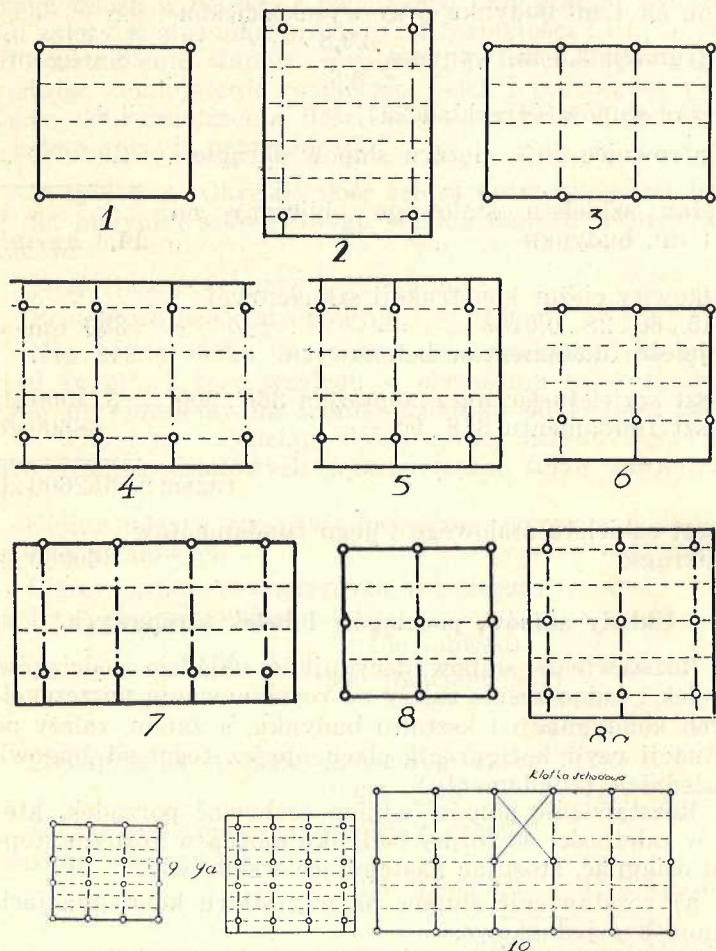
a) rozstawienie słupów na wszystkich kondygnacjach winno być jednakowe,

b) siatka słupów powinna tworzyć prostokąty,

c) słupy winny bezpośrednio (nie pośrednio przez podciągi) służyć jako podparcie podciągów. Jeżeli budynek w planie posiada jeden lub kilka kątów ostrych i rozwartych, to warunek (b) nie może być całkowicie spełniony, w takim wypadku należy zachować wskazówkę (c), t. j. aby podciągi bezpośrednio opierały się na słupach.

d) ściany budynku wyznaczają miejsca szeregów słupów<sup>1)</sup>,

e) przecięcia ścian (skrzyżowania) wyznaczają miejsca poszczególnych słupów.



Rys. 27.

*Uwaga.* Punkty d i e nie dotyczą lekkich ścian działowych.

<sup>1)</sup> Kilka słupów leżących w planie na jednej prostej tworzą szereg słupów.

Korzystnym odstępstwem od punktu (d) będzie wypadek cofnięcia szeregu słupów od ścian zewnętrznych do środka budynku z następujących powodów:

1) Zmniejsza się rozpiętość podciągów prostopadłych do cofniętego szeregu słupów. Dzięki konsoli podciągu, otrzymujemy korzystny rozkład momentów wzdłuż podciągu, co powoduje oszczędność na podciągach.

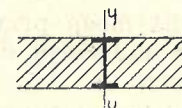
2) Słupy nie wymagają izolacji ze względu na przemarzanie.

3) Otwory okienne zarówno co do wielkości i rozstawienia nie są krępowane słupami.

4) Fundamenty słupów nie kolidują z fundamentami ścian piwnicznych, względnie z fundamentami sąsiadujących budowli.

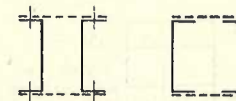
Słupy budynków parterowych jedno i dwupiętrowych wykonuje się o jednakowym przekroju na całej długości słupa. Stosuje się profile I i C.

Zastosowanie przekroju słupa z jednego dwuteownika możliwym jest tylko wtedy, gdy słup na całej swej długości jest usztywniony przez ścianę<sup>1)</sup>, z powodu małego momentu bezwładności względem osi  $y-y$  (rys. 28).



Rys. 28.

W wielu wypadkach korzystniej jest ze względów konstrukcyjnych zastosowanie słupów z dwóch ceowników rys. 29.



Rys. 29.

Przekroje słupów uwidocznione na rys. 29 są najprostsze i najczęściej stosowane.

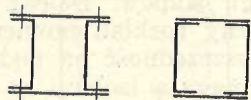
Nośność słupa z dwóch ceowników jest ograniczona

<sup>1)</sup> Dwuteowniki szerokostopowe posiadają duży moment bezwładności względem osi  $y-y$ , takie słupy mogą pracować samodzielnie bez usztywnienia przez ścianę.



wielkością istniejących profilów. Największy ceownik posiada Nr. 30.

Słup z dwóch ceowników wzmacniamy przez dodanie blach rys. 30.



Rys. 30.

Dalsze zwiększenie nośności słupa najpraktyczniej wykonać przez zmianę C Nr. 30 na I 30.

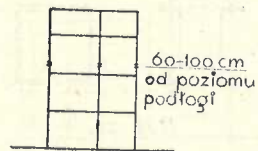
Dwuteówki posiadają dużą skalę wymiarów (największe Nr. 60) rys. 31.



Rys. 31.

Słupy według rys. 31 mogą przyjąć tak duże obciążenia, iż praktycznie wystarczają dla każdego budynku o europejskich wymiarach.

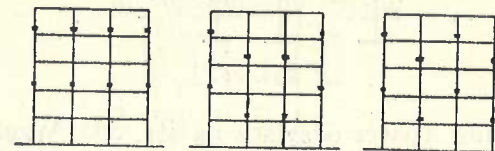
Słupy budynku o wielu kondygnacjach wykonuje się najczęściej w elementach odpowiadających wysokości dwóch kondygnacji. Miejsce połączenia dwóch części słupa nazywamy stykiem słupa. Styki słupów umieszczamy ze względów montażowych nad poziomami podłóg, jak to widać na rys. 32 i 33.



Rys. 32.

Omówione wyżej profile słupów nie wyczerpują bardzo licznych innych możliwości konstruowania słupów, przy zachowaniu warunków otrzymania jednakowych lub prawie jednakowych momentów bezwładności względem

dowolnej osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju. Pozatem słupy winny umożliwiać wygodne mocowanie belek i podciągów. W ostatnich czasach wobec sto-



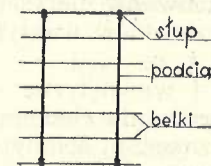
Rys. 33.

sowania połączeń spawanych przekroje słupów uległy dużym uproszczeniom.

### Podciąg.

Podciągami nazywamy belki, które służą jako podparcie dla belek stropowych i ścian. Podciąg posiada większy przekrój od belek dla których służą podparciem<sup>1)</sup>.

W podciągach ze względu na ich duży przekrój w stosunku do belek stropowych, żelazo jest lepiej wykorzystane niż w tych ostatnich, z tego względu w prostokącie wyznaczonym przez słupy, podciąg należy umieszczać wzdłuż większych boków, rys. 34.



Rys. 34.

Ze względu na ekonomję żelaza dwuteówka jest najekonomiczniejszym przekrojem podciągu.

Podciąg z jednej belki o momencie wytrzymałości  $W_1$  jest ekonomiczniejszym od podciągu z dwóch belek o łącznym momencie wytrzymałości  $2W_1 = W$ , rys. 35.

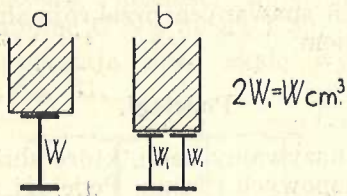
<sup>1)</sup> Podciąg posiadający znacznie mniejszą rozpiętość niż belka dla której jest podparciem, może posiadać mniejszy przekrój od belki — podciąg taki częściej nazywamy „przejmą“.

Użycie ceowników jako podciągów daje gorsze rezultaty pod względem ekonomji żelaza w porównaniu do



Rys. 35.

dwuteowników (patrz odsyłacz na str. 39). Względny ekonomji w wielu wypadkach ustępują na rzecz konieczności konstrukcyjnych np. rys. 36a i b.



Rys. 36.

Na rys. 36a widzimy niekonstrukcyjne podparcie ściany, przyczem waga jednej belki jest mniejsza niż dwóch na rys. b. Rys. b przedstawia właściwe oparcie ściany.

W rozplanowaniu podciągów i belek, a zwłaszcza podciągów należy mieć na uwadze potrzeby wszelkich instalacji: jak kominów, przewodów wentylacyjnych, oraz rurociągów, kabli wind i t. p.

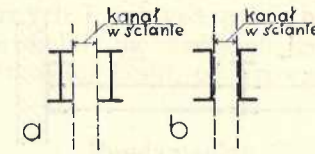
Ściany zewnętrzne i wewnętrzne służą jako miejsca skrycia, a wogóle umocowania elementów instalacyjnych. Miejsca podciągów wyznaczają ściany, a zatem instalacje związane ze ścianami mogą kolidować z podciągami.

Stosując podciągi pojedyncze umieszczone w połowie grubości ściany, nie możemy w takiej ścianie przewidzieć przewodów dymowych i wentylacyjnych, a jeżeli ściana jest cienka to niema miejsca na bruzdy rurociągów centralnego ogrzewania.

Powyższe względy przemawiają na korzyść podciągów dwudzielnych, rys. 37, które przy odpowiednim rozstawieniu pozwalają między belkami umieścić bruzdy i kanały dla celów instalacyjnych.

Podciągi wykonane z ceowników, które jak wiadomo gorzej wyzyskują żelazo niż dwuteowniki, pozwalają na

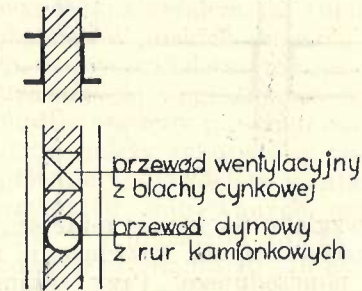
lepsze od dwuteowników wykonanie kanałów w obrębie wysokości belek, pozatem ceowniki wygodniej można połączyć ze słupami.



Rys. 37.

Ściany, szczególnie wewnętrzne, nie koniecznie muszą się opierać na podciągach.

Stosując podciąg dwudzielny można przepuścić ścianę między belkami. Ściana taka, posiadając własny fundament, nie obciąża podciągów i słupów, a zatem powoduje oszczędności na szkielecie, rys. 38.



Rys. 38.

Podciąg połączony z belkami stropowymi stwarza bardzo mocne usztywnienie dla ściany, która biegnąc przez całą wysokość budynku, posiada tyle usztywnień ile jest stropów. Ściana niesie wyłącznie ciężar własny. Wysokość takiej ściany może być znaczna i zależy od materiału ściany<sup>1)</sup>.

#### Belki stropowe.

Stosowane odległości między belkami stropowymi wynoszą 1,5 m. do 3,0 m. Pod względem statycznym belki mogą być swobodnie leżące lub ciągłe, z konsolami lub bez.

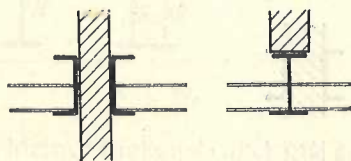
<sup>1)</sup> Ściana murowana na zapr. cementowej przy wysokości 10 m. wywołuje u dołu naprężenie 1,7 kg/cm<sup>2</sup>, betonowa 2,2 kg/cm<sup>2</sup>.

Przeważnie używanym profilem belki stropowej jest dwuteowni. W polach skrajnych stropu, ze względu konstrukcyjnych zachodzi potrzeba użycia ceownika, rys. 39.



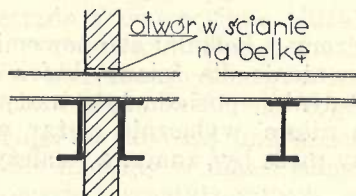
Rys. 39.

Belki stropowe umocowane do podciągów, jak wskazano na rys. 40, uważamy jako swobodnie leżące. Podciągi mogą być niewidoczne od spodu, jeżeli się mieszczą w grubości stropu z podłogą. Belki stropowe ułożone na górnych półkach podciągów mogą pracować jako ciągłe, rys.



Rys. 40.

41, a zatem ze względu na użycie mniejszej ilości żelaza, oraz na uproszczony montaż, rozwiązanie to jest ekonomiczniejsze od poprzedniego. Przy takim rozwiązaniu



Rys. 41.

podciągi są widoczne jeżeli są dwudzielne i obejmują ścianę, i mogą być niewidoczne, jeżeli są wykonane z jednego profilu i leżą na ścianie<sup>1)</sup>.

<sup>1)</sup> W konstrukcji szkieletowej żelaznej łatwiej jest ukryć podciągi niż w konstrukcji żelbetowej, ze względu na mniejsze wymiary tych ostatnich.

Zarówno belki stropowe jak i podciągi, o ile są ciągłe, mogą być wzmocnione na oporach w miejscu działania, najczęściej, największych momentów, przez dospawanie nakładek do górnych i dolnych półek belki.

Wzmocnienie belki na krótkich odcinkach pozwala zmniejszyć profil całej belki, co prowadzi do potania szkieletu.

### Fundamenty.

Nie rozpatrując ogólnych zasad fundamentowania polegających na dostosowaniu fundamentów do rodzaju gruntu t. j. do przekroju geognostycznego, zwrócimy jedynie uwagę na ich ukształtowanie w planie i w przekroju budynku w zależności od piwnic, oraz do rozstawienia słupów, z uwzględnieniem ograniczeń jakie stwarzają sąsiednie posesje.

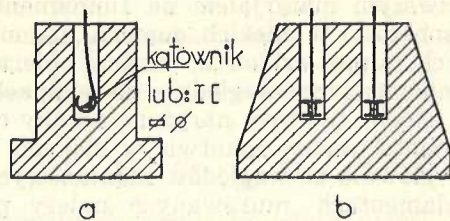
Najwłaściwszym materiałem na fundamenty jest beton lub żelazobeton. W niskich domach, jedno, najwyżej dwupiętrowych, słupy szkieletu, można opierać na fundamentach murowanych, względnie na ścianach murowanych. Słupy choćby nie były narażone na siły odrywające je od fundamentu, należy zakotwić w blokach fundamentowych, a to głównie ze względów montażowych. W tym celu, w fundamentach murowanych należy przewidzieć studzienki (kanały) o przekroju 13 . 13 cm., a w fundamentach betonowych minimum 10 . 10 cm. Głębokość studzienek dla słupów nieodrywanych od fundamentów winna wynosić minimum 50 cm., dla słupów odrywanych głębokość ta zależna jest od średnicy kotwy żelaznej i wynosi 45  $d$ , gdzie  $d$  średnica kotwy<sup>1)</sup>. Słupy niskich budynków najwyżej dwupiętrowych można mocować do fundamentu dwoma kotwami, przy większych słupach stosuje się cztery kotwy. Kotwy fundamentowe, po zalaniu studzienki zaprawą cementową, wiążą się z fundamentem dzięki przyczepności zaprawy i betonu do żelaza. Ze względów montażowych często zachodzi potrzeba aby słupy natychmiast po ich ustawieniu mogły być uchwycone przez kotwy, czyli jeszcze przed wypełnieniem studzienek zaprawą i przed jej stwardnieniem. W tym celu dolny koniec śruby kotwicznej chwyta belkę lub belki zabetonowane w fundamentach, rys. 42.

<sup>1)</sup> Naprężenia w kotwie 800 kg/cm<sup>2</sup>, przyczepność żelaza do betonu 4,5 kg/cm<sup>2</sup>.

Rys. 42 przedstawia umocowanie kotwy w fundamencie na czas montażu przed stwardnieniem zaprawy w studzienkach. Rys. a odnosi się do małych słupów, rys. b do słupów, które w czasie montażu mogą być narażone na duże siły poziome.

Fundamenty budynków niepodpiwniczonych umieszczamy w ten sposób pod podłogą budynku, aby stopa słupa (blachy) nie wystawała ponad podłogę. Wysokość fundamentu i głębokość założenia jego podstawy zależy od obciążenia fundamentu i rodzaju gruntu.

W budynkach posiadających piwnice, wskazaniem jest część piwniczną wykonać całkowicie z żelbetu, a przy małych budynkach z muru z cegły. Przy podziemiach bardzo głębokich, a tymbardziej posiadających więcej niż jedną kondygnację, jedynie zastosowanie betonu i żelbetu daje technicznie celowe rozwiązanie podziemnej części bu-



Rys. 42.

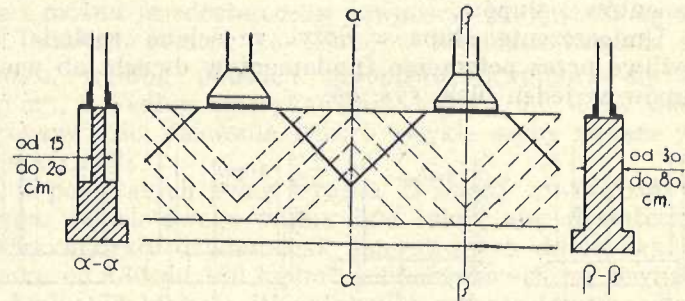
dynku łącznie z fundamentowaniem. Ściany zewnętrzne i dno, części podziemnej budynku, tworzą szczelną skrzynię (szczeliny dylatacyjne uszczelnione blachą ołowianą) chroniącą wewnątrz od wody gruntowej.

W wypadku założenia podłogi piwnicy niżej od lustra wody gruntowej, dno piwnicy należy skonstruować dla obciążenia wywołanego przez parcie wody od dołu; konstrukcję ścian zewnętrznych należy dostosować do parcia bocznego ziemi uwzględniając obecność wody.

Zarówno ściany wewnętrzne jak zewnętrzne wykonane z betonu tworzą dobrą podstawę dla oparcia słupów żelaznych. Przy takim rozwiązaniu podziemi, podstawy słupów żelaznych leżą w okolicy poziomu terenu.

Ściany betonowe choćby nawet niskich piwnic tworzą belki o dużej sztywności i dzięki tej sztywności mogą przenieść skupione obciążenia słupów na grunt, rozkładając je równomiernie.

Ściany takie pracują jak belki. Dzięki dużej wysokości w stosunku do rozpiętości winny być sprawdzone wy-



Rys. 43.

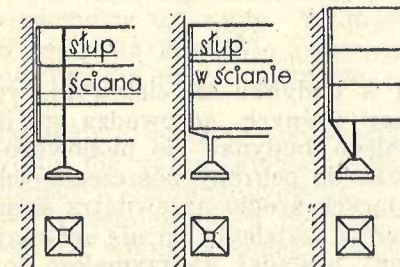
trzymałościowo przede wszystkim ze względu na działanie sił ścinających a nie momentów zginających.



Rys. 44.

Na rys. 43 wskazano kierunek prętów ewentualnego uzbrojenia ściany.

Przy dużych wymiarach stopy słupa żelaznego korzystnie wykonać pod słupem zgrubienie ściany, rys. 44.

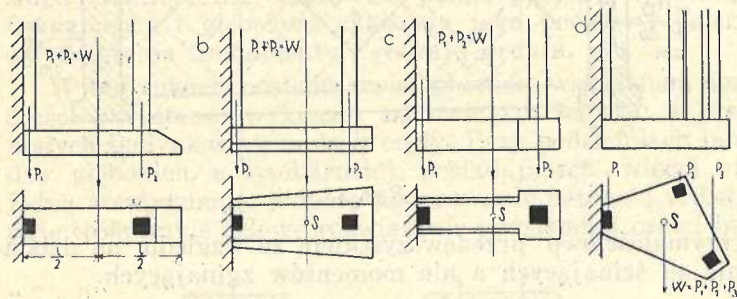


Rys. 45.

Wyżej opisane sposoby rozwiązania podziemia budynku pozwalają ścianom piwnicznym spełniać dwie role, a mianowicie: rolę ścian i rolę fundamentów.

Granice sąsiednich posesyj, względnie fundamenty sąsiednich budynków zmuszają do cofnięcia fundamentów w głąb budynku. Rys. 45 podaje typowe rozstawienie fundamentów i słupów.

Umieszczenie słupa w dotyk ze ścianą sąsiada jest możliwe przez połączenie fundamentów dwóch lub więcej słupów w jeden blok, rys. 46.



Rys. 46.

W celu uzyskania równomiernego ciśnienia fundamentu na grunt wypadkowa sił ( $W$ ) powinna przechodzić przez środek ciężkości ( $S$ ) podstawy fundamentu.

### Obudowa szkieletu.

Przez obudowę szkieletu, pomijając roboty wykończeniowe, rozumiemy w pierwszym rzędzie wykonanie ścian, stropów dachów, balkonów, schodów, i t. d.

### Ściany.

Rola ścian w budynku szkieletowym, wobec wyeliminowania funkcji nośnych, sprowadza się do zamknięcia przestrzeni całego budynku, do pionowego podziału tej przestrzeni, oraz do ochrony poszczególnych ubikacji od wpływów, mających źródło nazewnątrz ścian. Jakkolwiek ściany w budynku szkieletowym nie spełniają roli nośnej, to jednak winny posiadać wytrzymałość dostateczną aby przeciwdziałać przypadkowej akcji sił, wywołanych normalnym zachowaniem się mieszkańców budynku.

Wirry powietrzne w czasie burzy mogą wywołać chwilowe próżnie na zewnętrznej stronie ścian. Na skutek próżni powstaje naciśnienie powietrza od wewnątrz.

Naciśnienie to w odniesieniu do dachów, może wynosić według francuskich badań dla celów aeronautyki około  $100 \text{ kg/m}^2$ . Dla ścian siły te będą niewątpliwie mniejsze i można je z dostateczną pewnością przyjąć  $75 \text{ kg/m}^2$ .

Działanie wiatru na ścianę w kierunku wnętrza budynku, według polskich przepisów, przyjmuje się  $130 \text{ kg/m}^2$ , a według amerykańskich  $150 \text{ kg/m}^2$ . Przy takiej intensywności działania wiatru zwykle szyby zawsze wyłecą z ram.

Z powyższych uwag wynika, iż ściany zewnętrzne budynku szkieletowego winny być takie, aby dostatecznie wytrzymywały działanie sił skierowanych do środka budynku od  $130$  do  $150 \text{ kg/m}^2$  i skierowanych na zewnątrz budynku  $75 \text{ kg/m}^2$ . W obliczeniu wspomnianych sił nie należy wytrącać otworów okiennych, okna bowiem mogą być zaopatrzone w okiennice skutecznie opierające się akcji wiatru o sile  $150 \text{ kg/m}^2$ .

Siły poziome od wewnątrz, poza ssącym działaniem wiatru, występujące w rzeczywistości, będą znacznie mniejsze od  $75 \text{ kg/m}^2$ . Siła pozioma na 1 m. bieżący poręczy balkonu przewidziana przez przepisy nie przekracza  $100 \text{ kg}$ . Ścianki działowe zwykłych mieszkań, budowane często z materiałów o małej wytrzymałości, są narażone na takie same przypadkowe obciążenia poziome jak ściany zewnętrzne, pomimo to nie spotyka się wypchnięcia takiej ścianki w zwykłych warunkach używalności mieszkania.

Dalszą wskazówką do określenia odporności ścian na działanie poziomych sił może służyć przepis stosowany w Niemczech, a odnoszący się do ścian ryglowych, budowanych jak wiadomo w 0,5 cegły. Według tego przepisu ścianą w 0,5 cegły na zaprawie półcementowej, można wypełniać powierzchnię  $16 \text{ m}^2$  ograniczoną belkami szkieletu żelaznego.

Wyżej przytoczone uwagi i rozważania dają wystarczające wytyczne dla zaprojektowania ściany zewnętrznej pod względem wytrzymałościowym.

Pod względem termicznym, w polskich warunkach klimatycznych, ściana winna posiadać przepuszczalność ciepła jak ściana ceglana grubości  $55 \text{ cm}$ , t. j. strata ciepła przez  $1 \text{ m}^2$  ściany w ciągu jednej godziny przy różnicy temperatur jednego stopnia Celsjusza wynosi jedną kalorię.

Miarą tłumienia dźwięków jest wielkość przewodnictwa fal głosowych. Przewodnictwo to jest proporcjonal-

ne do ciężaru gatunkowego materiału ( $\gamma$  w  $\text{kg/dm}^3$ ), oraz do szybkości rozchodzenia się fal głosowych ( $v$  w  $\text{m/sek}$ ). Przewodnictwo akustyczne wyraża się zatem iloczynem  $\gamma v$  i według Michel'a dla niektórych materiałów wynosi jak niżej w tabeli:

Szkło	$\gamma v = 13000$
Stal	" = 40000
Żelazobeton	" = 9000
Cegła	" = 5400
Drzewo	" = 1600 — 4800
Korek	" = 108
Kauczuk	" = 36
Powietrze	" = 0,43

Małe przewodnictwo akustyczne powietrza w porównaniu z materiałami stałymi, bynajmniej nie dowodzi aby warstwa powietrza np. w ścianie dostatecznie tłumiała głos.

Połączenie dwóch lub kilku materiałów o różniących się znacznie współczynnikach akustycznych powoduje tłumienie głosu (absorbacją fal głosowych). Z tego względu zapewnienie przestrzeni pustej między dwoma warstwami ściany materiałem sypkim, względnie porowatym, daje dobre rezultaty pod względem akustycznym. Wykonanie ściany z kilku różnych materiałów w ten sposób, aby bezpośrednio stykające się materiały posiadały znaczne różnice w wielkości współczynnika akustyczności, zapewnia ścianie własności tłumienia głosu.

Materiały używane do izolacji termicznej są jednocześnie izolatorami głosu, o ile posiadają akustycznie odpowiednie ugrupowanie.

Trwała odporność na działanie wpływów atmosferycznych jest koniecznym warunkiem dotyczącym ścian zewnętrznych, pozatem, ściany zarówno zewnętrzne jak i wewnętrzne winny umożliwiać utrzymanie powierzchni ścian w czystości i nie sprzyjać rozwojowi robactwa.

Ściany, które czynią zadość warunkom wytrzymałościowym, termicznym, akustycznym i higienicznym mogą być wykonane z jednego lub kilku materiałów.

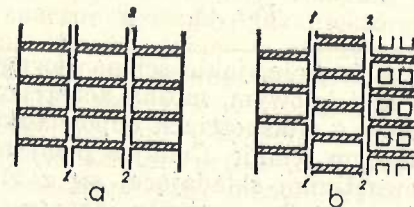
Ściany ceglane przy odpowiedniej grubości spełniają powyższe warunki, jednakże, jeżeli są wykonane z cegły pełnej są bardzo ciężkie, co niekorzystnie odbiją się na koszcie szkieletu i fundamentów, pozatem dzięki znacz-

nej grubości, ściany te, zmniejszają powierzchnię użyteczną podłóg przy stałym obrysie budynku.

Użycie cegły dziurawki dla obudowy szkieletu jest bardziej wskazane niż z cegły pełnej. Pod względem termicznym wystarcza grubość 41 cm. Ściana taka jest znacznie lżejsza od równowartościowej pod względem termicznym ściany z pełnej cegły grub. 55 cm. i zajmuje mniej miejsca w budynku.

Cegła dziurawka istnieje w dwóch rodzajach, t. j. z otworami w kierunku dłuższego wymiaru (27 cm.) i krótszego (13 cm.). Używanie dwóch rodzajów cegieł, jakkolwiek racjonalne pod względem termicznym, prowadzi do utrudnień organizacyjnych na budowie i w rezultacie zmniejsza wydajność pracy murarza.

Mając do dyspozycji cegłę tylko o otworach wzdłuż dłuższego boku, która nadaje się wyłącznie do ra-



Rys. 47.

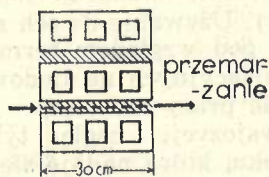
jonalnego murowania ścian, o grubości w  $\frac{1}{4}$  cegły i w  $\frac{1}{2}$  cegły, nie można wymurować ściany termicznie zadawalniającej ani o grubości 27 cm. ani o grubości 41 cm., przy jednoczesnym zachowaniu prawidłowego wiązania cegieł. Powszechnie przyjęte reguły wiązania cegieł w murze są konieczne w wypadkach silnego obciążenia muru. Ściana wypełniająca szkielet niesie wyłącznie ciężar własny, a zatem, praktycznie nie jest obciążona, z tego względu można odstąpić od przyjętego zwykle wiązania cegieł, co pozwoli nie tylko na uzyskanie racjonalnej ściany rys. 47a., lecz przy drobnej modyfikacji można zwiększyć jej ciepłochronność, rys. 47b.

Jeżeli zważymy, iż ściana w  $\frac{1}{2}$  cegły wystarcza pod względem wytrzymałościowym, a zatem niema koniecznej potrzeby zarzucać ściśle zaprawę fugi pionowe 1—1 i 2—2, rys. 47b.

Pozostawienie wspomnianych fug niewypełnionych zaprawą w granicach możliwości zwykłego murowania,

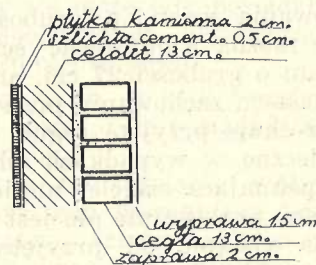
podniesie własności izolacyjne ściany pod względem termicznym i akustycznym. Stosowanie dużych pustaków, dających od razu grubości ściany np. 30 cm. może prowadzić do przemarzania fug, rys. 48.

Cegła dziurawka o bardzo cienkich ścianach, jakkolwiek celowa pod względem wagi i własności izolacyjnych, nie jest praktyczna w użyciu na ściany, ze względu na niedogodne kucie bruzd dla celów instalacyjnych (przewodniki elektryczne).



Rys. 48.

Uwzględniając funkcję, jakie ściana zewnętrzna spełnia w budynku szkieletowym, można konstruować ścianę z kilku materiałów o własnościach odpowiadających wymaganiom stawianym ścianie. Cennym pomysłem rozwiązania ściany zewnętrznej składającej się z kilku materiałów, jest ściana według patentu inżyniera C. Pukińskiego, rys. 49.



Rys. 49.

Opis konstrukcji. Zewnętrzna warstwa kamienna gwarantuje niezniszczalność fasady, celolit izoluje ją pod względem cieplnym i akustycznym, cegła zaś z wewnętrznej strony ściany tworzy akumulator ciepła. Cegła może być pełna lub dziurawka. Cegła pełna jest lepszym akumulatorem ciepła od cegły pustej i umożliwia kucie bruzd

dla celów instalacyjnych. Użycie cegły pustej daje ścianę lżejszą i cieplejszą — kucie bruzd nastęrcza niedogodności. Kamień naturalny (piaskowiec trawertyn i t. p.) grub. 2 cm. łączy się w wytwórni z blokami celolitowymi grub. 8 — 10 cm., przy pomocy zaprawy cementowej grub. 0,5 cm. Bednarki, przybetonowane do kamienia, przechodzą przez płytę i służą do połączenia bloków celolitowych z częścią ceglana ściany. Płyty licowane kamieniem dostarcza się na budowę przycięte dokładnie na miarę według rysunku szczegółowego fasady, podanego przez architekta.

Opisana wyżej ściana nie wyklucza innych możliwości współpracy materiałów nośnych jak cegła i beton z materiałami izolacyjnymi. Ze względu na długotrwałość konstrukcji należy oddać pierwszeństwo materiałom izolacyjnym, o przeważających składnikach mineralnych, do jakich należą lekkie betony. Budynki szkieletowe narażone na znaczne wstrząsy, jak niektóre budynki przemysłowe, lub wszelkie leżące w sferze zasięgu trzęsienia ziemi, winny posiadać ściany skonstruowane przy udziale siatki jednolitej należycie obetonowanej. Zarówno wyprawa zewnętrzna, jak i izolacja termiczno-akustyczna przy takich ścianach nie przedstawia żadnych trudności.

Ściany zbudowane przy udziale siatki jednolitej stosowane są między innymi we Francji w budownictwie szkieletowym.

### Stropy.

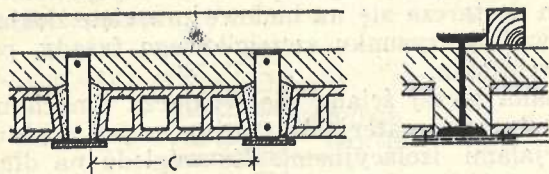
Stropy budynku szkieletowego opierają się na belkach żelaznych, a zatem każdy system stropu używany przy belkach żelaznych, w budownictwie bezszkieletowym, może mieć zastosowanie przy obudowie szkieletu.

Ciężar własny stropów jest poważnym obciążeniem zarówno dla szkieletu jak i dla jego fundamentów. Rozwój budownictwa szkieletowego dał impuls do poszukiwań takich systemów stropów, których ciężar własny jest nieduży. W celu uzyskania lekkich stropów, zagranicą stosuje się zamiast zwykłych belek walcowanych tak zwane lekkie cienkościenne profile. Wspomniane belki nie wyzyskują materiału żelaznego w takim stopniu jak normalne profile walcowane. Belki te stosuje się przy rozstawieniu od 40 do 80 cm.

Dzięki tak małym odległościom między belkami, można stosować cienkie, lekkie przekrycia międzybelko-

we stropu. A zatem lekkie profile jakkolwiek same przez się nieekonomiczne, prowadzą do ekonomji i lekkości stropu dzięki konstrukcji międzybelkowej.

Stosowanie cienkościennych profilów w naszych warunkach narazie jest niemożliwe z powodu braku takich profilów na rynku budowlanym. Podobne korzyści w lekkości stropu można otrzymać stosując zamiast beleczek



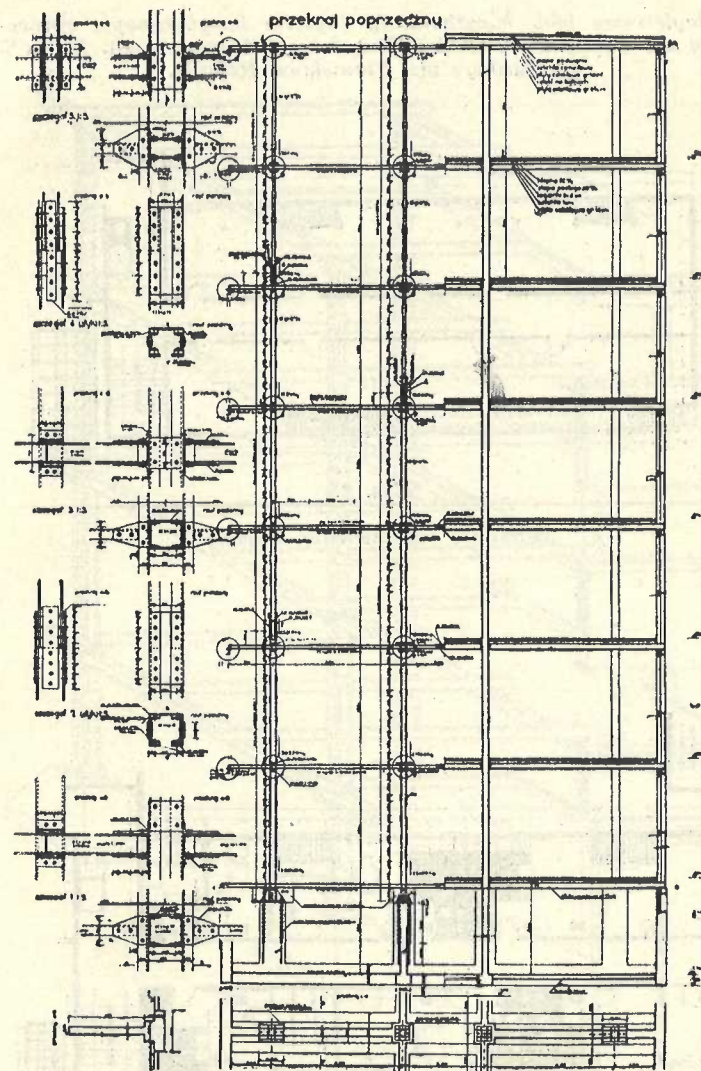
Rys. 50.

żelaznych beleczki żelbetowe. Rys. 50 przedstawia przekrój takiego stropu zwanego na naszym rynku budowlanym pod nazwą HP.

Grubość beleczek od 4 do 6 cm. wysokość od 10 do 25 cm. Rozstaw  $C$  = wymiar cegły + 2 cm. Rozpiętość beleczek od 1,0 m. do 3,0 m.

Ten system stropu dzięki lekkości oraz dzięki możliwości stosowania dużych odległości między belkami żelaznymi (podciągami) powoduje znaczne oszczędności w szkielecie.

Krótki zarys budownictwa szkieletowego, żelaznego, uzupełniamy kilkoma ilustracjami w celu zwrócenia uwagi czytelnika na możliwość i celowość stosowania szkieletowego systemu budowy, nawet do budynków jednopiętrowych. Ilość użytego żelaza na belki stropowe, podciąg i słupy, zarówno w budynku sanatorium jak w domu jednorodzinym, nie przekracza  $11 \text{ kg/m}^3$ .

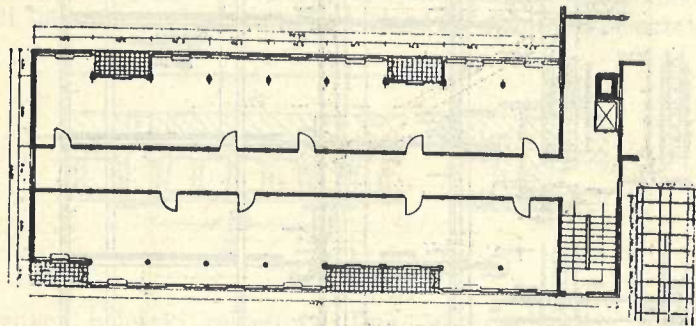


Rys. 1.

Przekrój poprzeczny szkieletu stalowego ośmiopiętrowego bloku mieszkaniowego, opracowanego w r. 1930/31 dla Syndykatu Polskich Hut Żelaznych przez arch: H. & S. Syrkusów i inż. Stanisława Hempla.

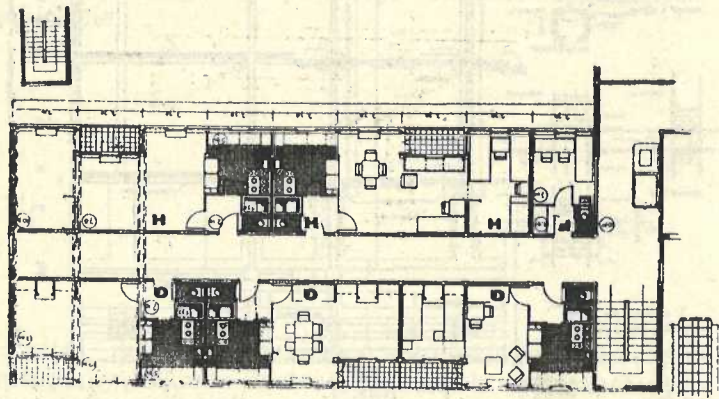


Wielopiętrowy blok mieszkaniowy (system kurytarzowy), opracowany dla Syndykatu Polskich Hut Żelaznych przez arch. H. & S. Syrcusów i inż. Stanisława Hempla.



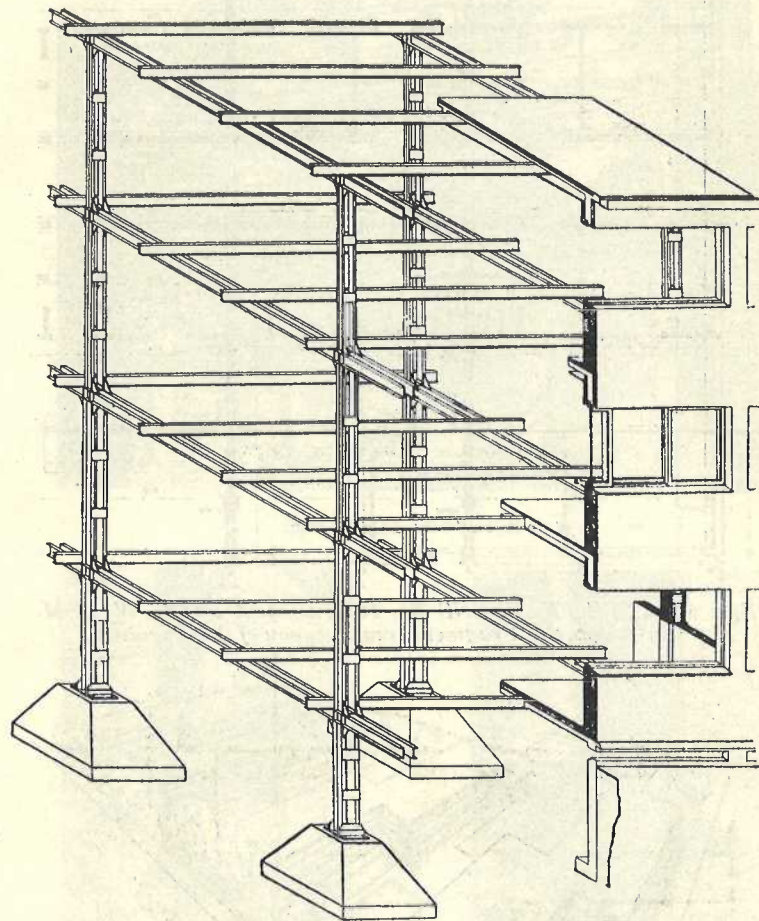
Rys. 2.

Standart rozstawienia słupów.



Rys. 3.

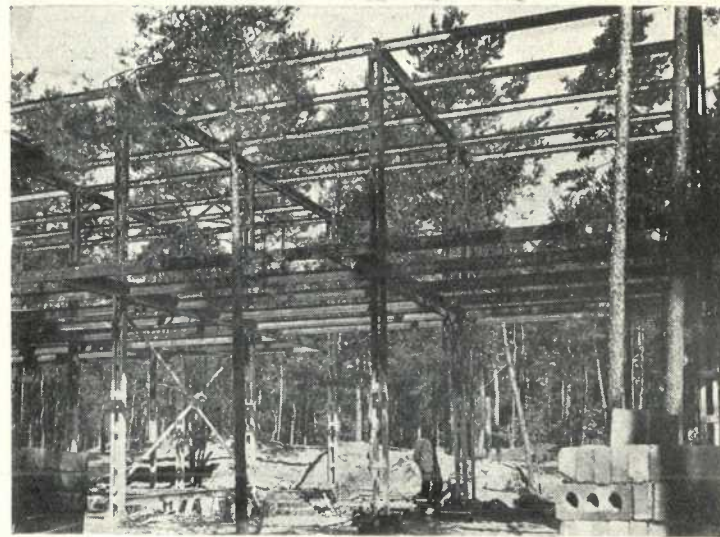
Możliwości różnorodnego rozplanowania przy zachowaniu standardu rozstawienia słupów.



Rys. 4.

Zespół PRAESENS Zp. 1930. Projekt osiedla W. S. M. na Rakowcu. Izometryczny widok typowego przęsła konstrukcji żelaznej.

Sanatorium w Konstancinie pod Warszawą 1931. Architekci H. & S. Syrkusowie. Konstrukcja wspólna z inżynierem St. Hemplm.



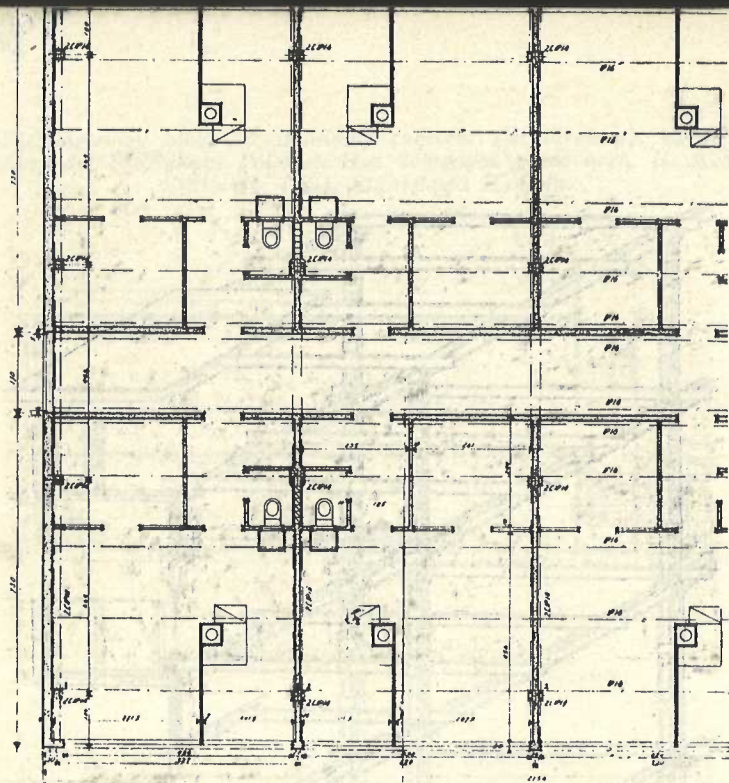
Rys. 7. Szkielet żelazny.



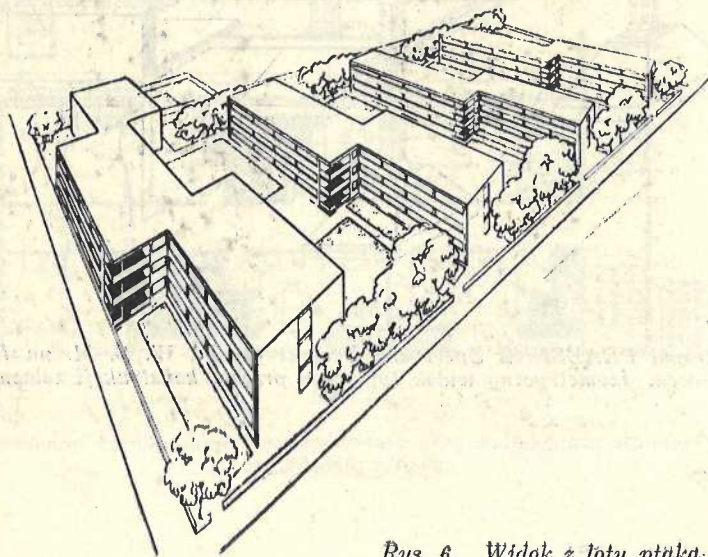
Rys. 8. Stopa fundamentowa.



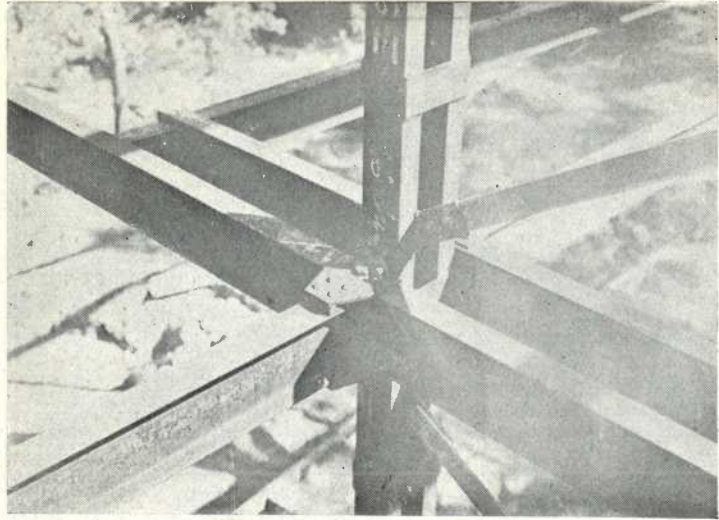
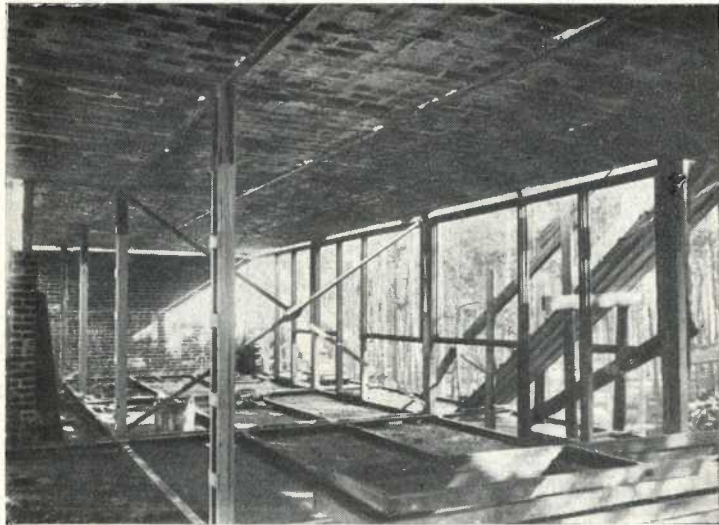
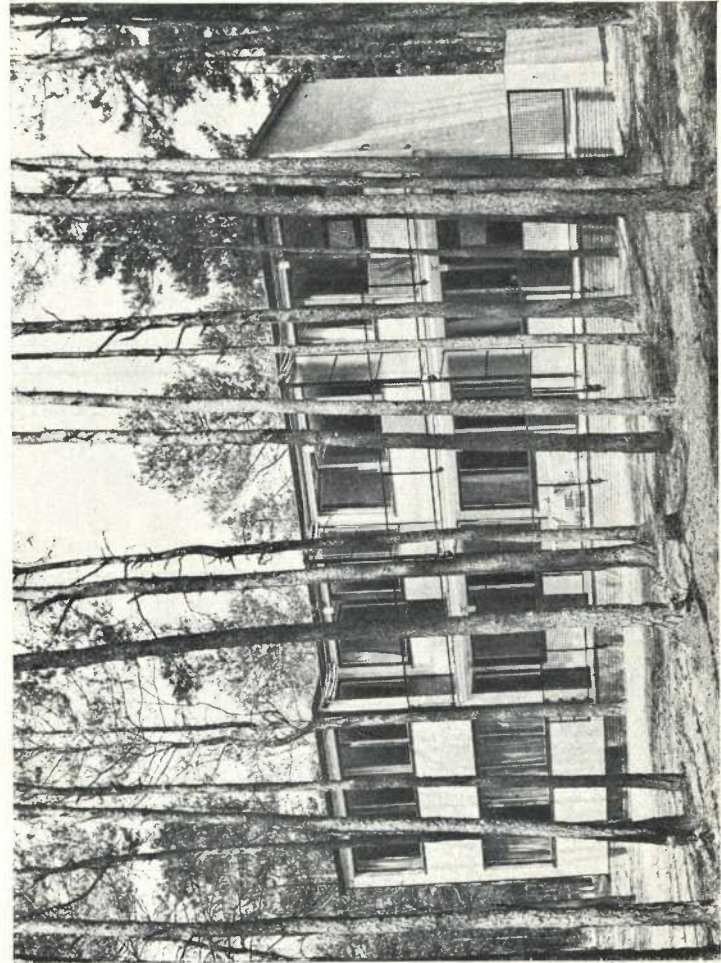
Rys. 9. Stopa fundamentowa.

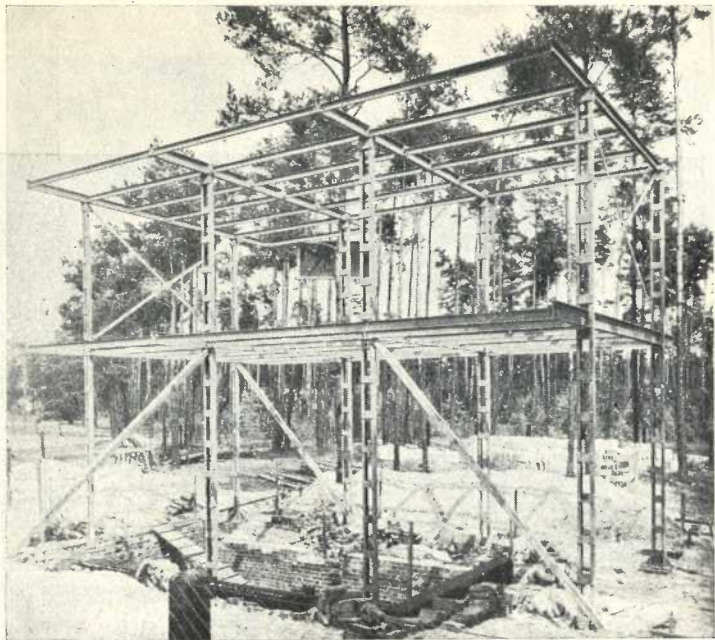


Rys. 5. Zespół PRAESENS Zp. 1930. Projekt osiedla W. S. M. na Rakowcu. Fragment rzutu typowej kondygnacji.

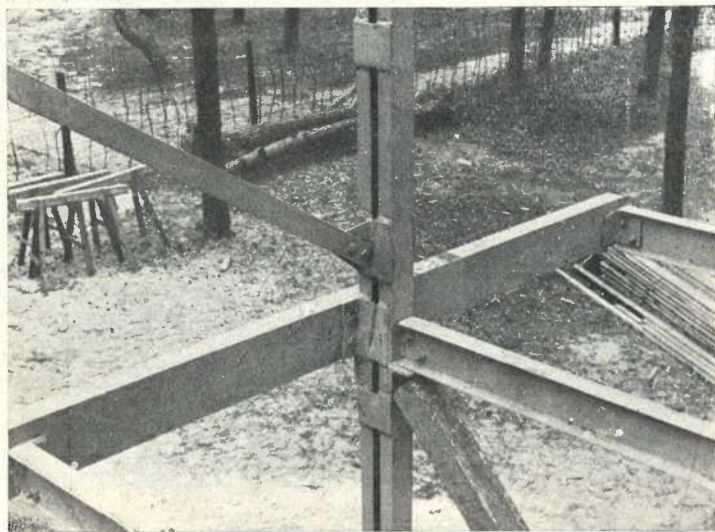


Rys. 6. Widok z lotu ptaka.

*Sanatorjum pod Warszawą.**Rys. 10. Fragment konsoli.**Rys. 11. Wypełnianie.**Sanatorjum w Konstancinie.**Rys. 12. Widok o południu.*

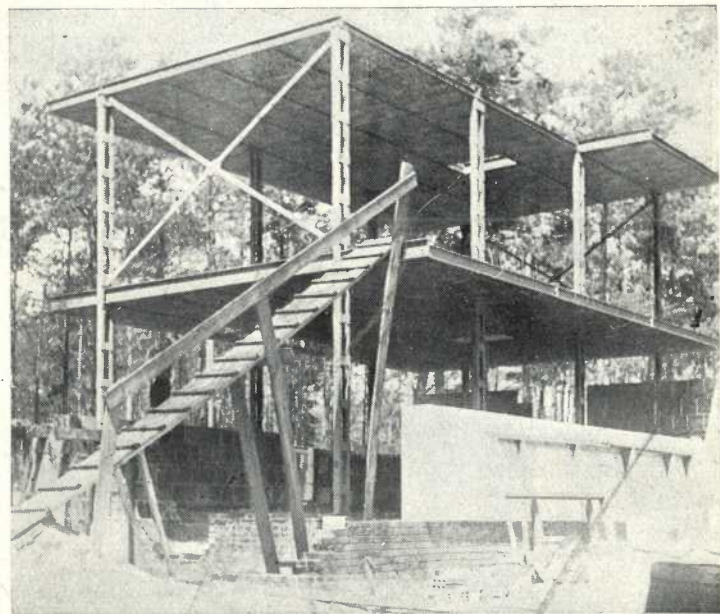


Rys. 13. Szkielet żelazny.



Rys. 14. Fragment szkieletu.

Dom jednorodzinny.

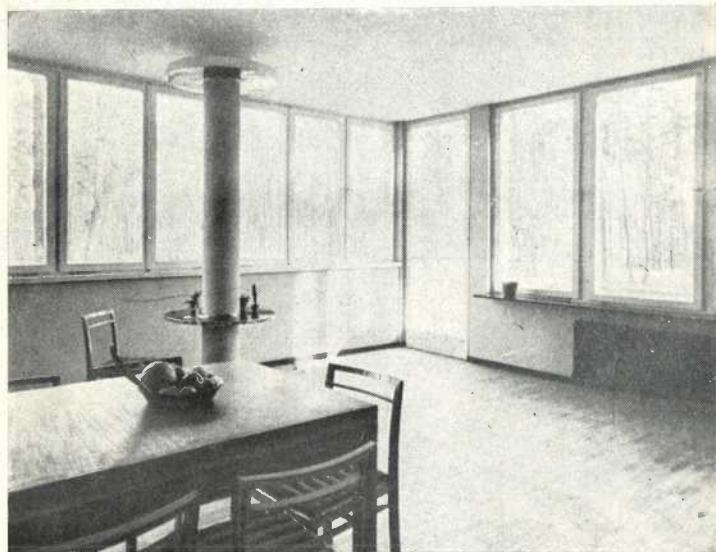


Rys. 15.

Wypełnianie ścian i stropów.

*Dom jednorodzinny.*

*Rys. 16. Obróbka płyt celolitowych, licowanych kamieniem  
pińczowskim. (Patent inż. Cz. Pukińskiego).*



*Rys. 17. Wnętrze.*



*Rys. 18.  
Dom jednorodzinny — lice południowe.*

BIBLIOTEKA  
WYDZIAŁ  
ARCHITEKTURY

Królewska i Janus

SPIS RZECZY:

	Str.
Przedmowa .....	5
C z ę ś ć I.	
Uwagi wstępne .....	9
Systemy usztywnień .....	15
Ściany jako usztywnienie budynku .....	19
Usztywnienia w płaszczyznach poziomych .....	19
Zespoły usztywnień poziomych i pionowych .....	22
Usztywnienia w zależności od kształtu budynku .....	23
C z ę ś ć II.	
Wysokość budowli .....	28
Graniczna wysokość budynku murowanego .....	29
Graniczna wysokość budynku o szkielecie żelbetowym .....	30
Graniczna wysokość budynku o szkielecie żelaznym .....	31
Działanie wiatru na budynek .....	33
Przedmiar szkieletu i fundamentów szkieletu .....	35
Wpływ ilości słupów na koszt fundamentów .....	36
Objętość fundamentów pod słupy budynku szkielecowego .....	36
Koszt słupów w zależności od ich ilości .....	37
Ilość żelaza w belkach stropowych i podciągach .....	39
Układy słupów, podciągów i belek stropowych .....	41
Podciągi .....	45
Belki stropowe .....	47
Fundamenty .....	49
O b u d o w a s z k i e l e t u.	
Ściany .....	52
Stropy .....	57
Ilustracje .....	59

Górnośląskie Zjednoczone Huty  
**Królewska i Laura**

Spółka Akcyjna Górniczo - Hutnicza

Katowice, ul. Kościuszki 30,  
Telefony: 600, 899, 2262 i 2263

dostarczają kon-  
strukcje żelazne  
dla budynków  
mieszkalnych, fa-  
brycznych, prze-  
mysłowych i mo-  
numentalnych

Specjalny dział  
dostawy lekkich  
szkieletów stalo-  
wych dla nowo-  
czesnych małych  
domków miesz-  
kalnych i indy-  
widualnych

Porady, obliczenia, oferty na żądanie

Magistrat

L.dz. II.5625/32

Siemianowice Śląskie, dnia 31. grudnia 1932 r.

Centr. Biuro Sprzedaży  
Wpł. Cz. - 5. STY. 1933  
L.dz. 5/605/22

Do

Firmy Górnośląskie Zjednoczone Huty  
Królewska i Laura  
Spółka Akcyjna Górniczo-Hutnicza

w Katowicach.  
ul. Kościuszki 30.

Odnosnie zapytania firmy L.dz. I/66416 z dnia 29. grudnia b.r. dotyczącego dostarczonych i zmontowanych przez nią konstrukcyj szkieletowych spawano-nitowanych dla budowy 19 jednopiętrowych domów ośmio rodzinnych kolonii robotniczej w Siemianowicach stwierdzamy co następuje:

- 1/ Przez zastosowanie szkieletowej konstrukcji zwiększyliśmy pewność odporności budowli na ewentualne lokalne wstrząsy ziemne, gdyż teren, na którym znajduje się nowo wybudowana kolonia, jest zagrożony nadaniem gorniczym.
- 2/ Przez zastosowanie żelaznej konstrukcji szkieletowej uzyskaliśmy zmechanizowanie roboty na budowie, co bezsprzecznie przyspieszyło tempo prowadzenia roboty i umożliwiło oddanie kolonii do zamieszkania w przeciągu 6 miesięcy od rozpoczęcia robot ziemnych.
- 3/ Uzyskaliśmy tak znaczną ekonomję na cegle i na grubościach muru i fundamentów, że zaoszczędzony w ten sposób materiał pokrył ~~całkowicie~~ koszt konstrukcji żelaznej.
- 4/ Ponadto na podstawie rocznej obserwacji, możemy stwierdzić, że oddane przez nas do użytku nowowbudowane 152 mieszkania są suche i ciepłe i żadnych dotychczas skarg lokatorów z tego powodu nie mieliśmy.



*Jurzy*  
/ P o p e k /  
burmistrz.

*Jurzy*





83