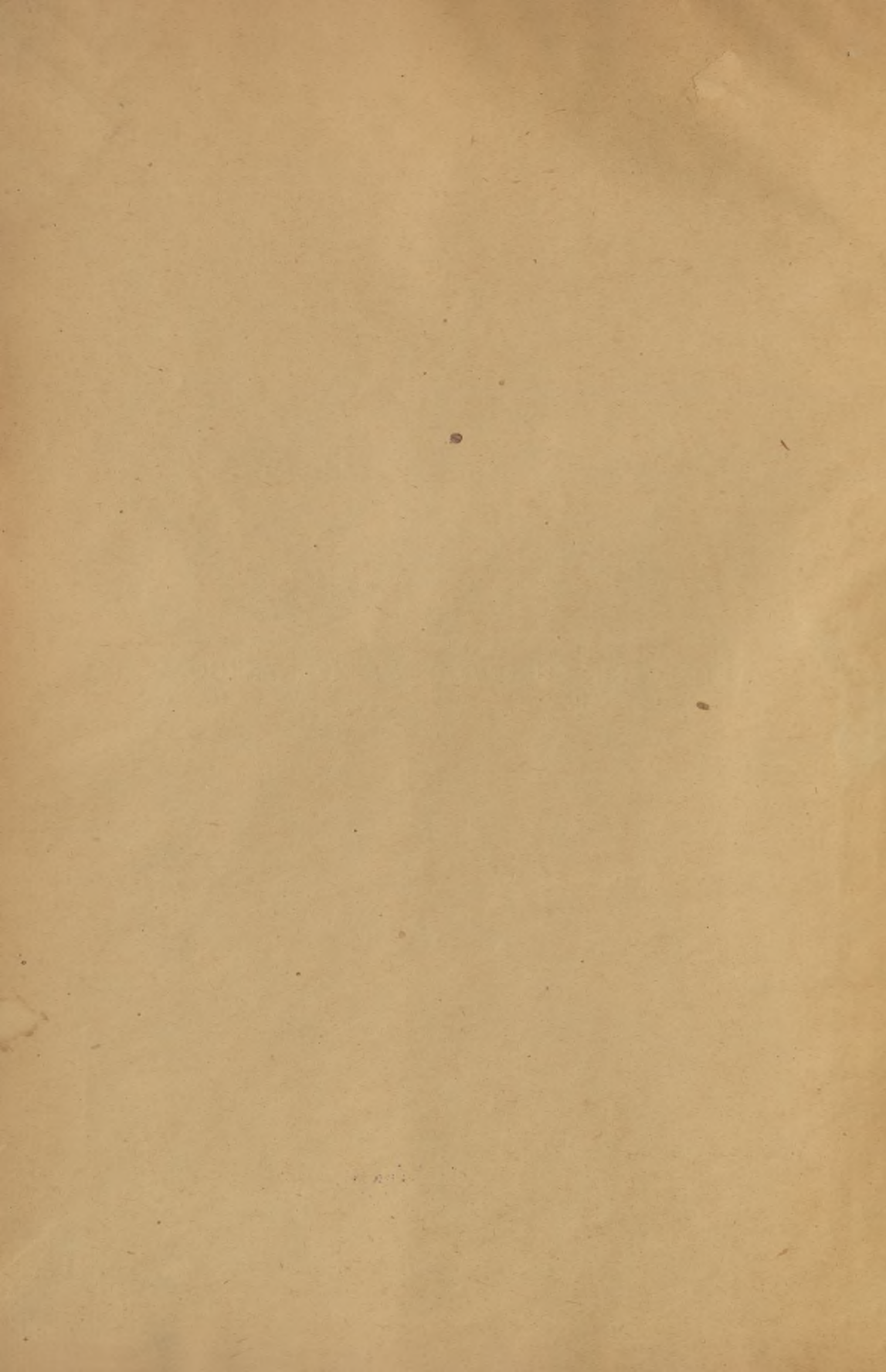


Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000231519

PODRECZNIK BUDOWNICTWA ŻELAZNEGO



INŻ. DR STEFAN WŁADYSŁAW BRYŁA

PODREČZNIK BUDOWNICTWA ŻELAZNEGO

ZALECONY DO UŻYTKU W SZKOLACH I NA KURSACH
TECHNICZNYCH ROZPORZĄDZENIEM MINISTERSTWA
WYZNAŃ RELIGIJNYCH I OŚWIECENIA PUBLICZNEGO
Z DNIA 9-go SIERPŃNIA 1920 ROKU, NR 4002—20—III

PROF. INŻ. I. STELLA-SAWICKI
AUTOR. INŻYNIER I GEOMETRA CYWILNY
KONCES. BUDOWNICZY
ZAPRZYŚWIEŻONY RZECZOZNAWCA SĄDOWY

LWÓW i WARSZAWA 1924

NAKŁADEM KSIĘGARNI POLSKIEJ BERNARDA POŁONIECKIEGO

S. A. KRZYŻANOWSKI

Księgarnia i skład aut.
w Krakowie.



II.28.466

Czcionkami drukarni Antoniego Gojawczyńskiego Lwów, ul. Kopernika I. 20.

Akc. Nr. K-423/58

PRZEDMOWA

Niniejszy podręcznik jest właściwie odpowiednio przerobionym skrótem obszernego dzieła o budownictwie żelaznym, jakie rozpocząłem jeszcze przed kilku laty. Na rychłe ukończenie tegoż nie pozwoliły warunki wojenne, nawet prac innego rodzaju i dwukrotna służba wojskowa od chwili powstania Rzeczypospolitej Polskiej. Potrzeba takiego podręcznika, ogólnie odczuwana, skłoniła mnie przeciw do wydania go tymczasem przynajmniej w zakresie dla średnich techników, w formie skromniejszej na poziom i na objętość.

Dzisiejsze warunki, nie sprzyjające pracy inżynierskiej, powodują dość liczne odstępstwa od przedwojennych normalnych zasad, odstępstwa, z których nieraz nawet dobry konstruktor nie bardzo zdaje sobie sprawę. Oszczędności czynione powszechnie, brak rozmaitych materiałów, sprawiają, że często budować trzeba inaczej, niż się budowało dawniej i niż powinno się budować. Niemniej uznałem za wskazane podawać zasadniczy typ konstrukcji właściwy, przedwojenny, podkreślając tylko w poszczególnych miejscach wybitniejsze od niego zboczenia, czynione w chwili bieżącej. Uważam bowiem, że tylko konstruktor, rozumiejący konstrukcję i znający doskonale te prawa i zasady, może zrozumieć, kiedy, gdzie i do jakiego stopnia można ich częściowo nie uwzględnić. Dlatego też podałem je przeważnie w możliwie nieskażonej przedwojennej postaci, powołując się tylko w poszczególnych miejscach na warunki chwili dzisiejszej.

Z powodu nieustalonego niestety dotąd w Polsce słownictwa technicznego musiałem uwzględnić równorzędnie cały szereg określeń i terminów, używanych w różnych częściach państwa.

Prawie równocześnie z przystąpieniem do druku wyszły polskie przepisy obliczeń statycznych w budownictwie lądowym, które udało mi się jeszcze uwzględnić w tekście, w tablicach i w większej części przykładów.

Na wydanie książki udzieliło M. R. P. w grudniu 1920 subwencji w kwocie 30 000 Mk.

St. Bryła.

Warszawa i Lwów, w lipcu 1923.



TREŚĆ

	Str
I. Wstęp.	
1. Materiał	1
2. Przek oje żelaza, używane w budownictwie	6
3. Ochrona zespołów żelaznych od rdzy i od ognia	9
II. Połączenia żelaza.	
4. Połączenia nitowane	10
5. Połączenia na śruby	14
6. Połączenia przegibne pretów	16
7. Elementy połączeń żelaznych	18
A) Połączenia na długość	18
B) Połączenia pod kątem	19
III. Słupy żelazne.	
8. Obliczenie słupów żelaznych	26
9. Konstrukcja słupów żelaznych	30
A) Słupy żeliwne	30
B) Słupy z żelaza walcowanego	34
IV. Belki żelazne o ściance pełnej.	
10. Belki lite	45
11. Belki nitowane	49
12. Łożyska dźwigarów żelaznych	58
13. Podciąg	61
14. Belki wspornikowe	63
15. Ogólny układ stropów żelaznych	65
V. Ściany żelazne.	
16. Konstrukcja ścian żelaznych	67
17. Okna żelazne	70
VI. Schody żelazne.	
18. Wymiary ogólne	72
19. Obliczenie schodów żelaznych	74
20. Konstrukcja schodów żelaznych	75
VII. Dachy żelazne.	
21. Ogólny ustrój dachów żelaznych	80
22. Projektowanie dachów żelaznych	81
23. Obciążenie dachów	83
24. Obliczenie i konstrukcja krokwi	86
25. Obliczenie i konstrukcja płatwi	87
26. Obliczenie więzara dachowego	100
27. Konstrukcja więzara dachowego	103
28. Łożyska więzarów dachowych	107
29. Tężniki (wiatrownice) dachowe	114
A) Tężniki połaciowe	114
B) Tężniki pionowe	116
VIII. Stropy z zastosowaniem żelaza.	
30. Systemy stropów z zastosowaniem żelaza	117

IX. Pokrycie dachów żelaznych.

§ 31. Najczęściej spotykane rodzaje pokrycia dachów żelaznych 121

X. Przykłady obliczeń.

Przykłady do	<i>Stal</i>	4 (nr. 1—6)	133
" "	<i>Stal</i>	8 (nr. 7—11)	137
" "	<i>Stal</i>	10—15 (nr. 12—20)	139
Przykład do	<i>Stal</i>	19 (nr. 21)	159
Przykłady do	<i>Stal</i>	21—27 (nr. 22—27)	160

XI. Tablice.

1. Współczynniki sprężystości E w kg/cm ²	176
2. Ciężar własny najważniejszych materiałów	176
3. Ciężar i kąt tarcia różnych gatunków ziemi	177
4. Kąt tarcia niektórych materiałów sypkich	179
5. Ciężar własny stropów	179
6. Obciążenia zmienne (ruchome) stropów	180
7. Ciężar własny pokrycia dachowego	182
8. Ciężar własny dachów	182
9. Obciążenie zmienne dachów	183
10. Naprężenia dopuszczalne dla budownictwie lądowem	184
11. Dwuteowniki normalne, profile niemieckie	188
12. " szerokostopowe Greya, profile niemieckie	189
13. Dwuteowniki, profile austriackie	191
14. Ceowniki, profile niemieckie	192
15. Ceowniki, profile austriackie	193
16. Kątowniki (kątowniki) równoramienne, profile niemieckie	194
17. " równoramienne, profile austriackie	196
18. Kątowniki nierównoramienne, profile niemieckie	200
19. " profile austriackie	202
20. Teowniki (T-ówki), profile niemieckie	205
21. Teowniki, profile austriackie	206
22. Zetowniki (zetówki), profile niemieckie	207
23. Zetowniki, profile austriackie	208
24. Zoresówki czyli złobkówki (profile austriackie)	209
25. Ćwierćkołowniki (ćwierćkołówki), profile austriackie	209
26. Ćwierćkołowniki, profile niemieckie	210
27. Poręczowniki	210
28. Szyny suwnicowe (żurawiove)	212
29. Blacha falista	213
30. Słupy żeliwne	215
31. Momenty bezwładności blach żelaznych	216
32. Momenty bezwładności dwu nakładek	217
33. Momenty wytrzymałości blachownic	218
34. Blachownice skrzynkowe	220
35. Promienie bezwładności przekrojów krzyżowych	221
36. Rozstawienie dwu ceowników 2b dla $I_x = I_y$	225
37. Powierzchnia przekroju jednego kątownika po opuszczeniu dziur na nity	225
38. Powierzchnia ceowników po opuszczeniu dziur na nity	226
39. Podziały nitów	227
40. Tablica śrub	228
41. Tablica nitów	229
42. Współczynniki zmniejszające na wyboczenie	230

I. WSTĘP

§ 1. Materiał

W budownictwie lądowym używane są następujące gatunki żelaza:

1. Żeliwo (żelazo lane) o zawartości węgla ponad 2,3%; posiada ono bardzo małą wytrzymałość na rozciąganie i zginanie, dlatego dziś odlewa się z niego prawie wyłącznie słupy (stosunkowo coraz rzadziej) i łożyska.

2. Żelazo spawane o zawartości węgla 0,1–0,5%, wypierane coraz bardziej przez żelazo zlewne.

3. Żelazo zlewne o zawartości węgla 0,05–0,25%, które jest dziś głównym rodzajem żelaza, używanym dla celów konstrukcyjno-budowlanych; używa go się w postaci kształtowników (kształtówek, przekrojów walcowanych), blach i drutów.

4. Stal spawaną i zlewną spotykamy wyłącznie w formie odlewów na bardzo silnie obciążone części budowli. Zawiera ona 0,25 do 1,5% węgla.

Wszystkie gatunki żelaza powinny mieć odpowiednią wytrzymałość na ciągnięcie, ciśnienie, zginanie itd. W tym celu poddaje się je odpowiednim próbom.

Przepisy, dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym, wydane przez Ministerstwo Robót Publicznych rozp. Nr. VIII—436 dnia 20 maja 1923., powiadają w § 14:

§ 14. 1. W konstrukcjach budowlanych należy z reguły używać żelaza zlewne. Żelazo powinno odpowiadać jakości „Przepisom, dotyczącym żelaza budowlanego”.

2. Żelaza spawanego używać można tylko za zezwoleniem władzy budowlanej.

3. Na słupy i części konstrukcyjne sciskane używać można również żeliwa (żelaza lanego) i stali.

4. Stal powinna mieć wytrzymałość na ciągnięcie najmniej 6000 kg/cm² przy wydłużeniu jednostkowym najmniej 10%, stal walcowana 12%, żeliwo najmniej 1200 kg/cm² na ciągnięcie, a 5000 kg/cm² na ciśnienie.

Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych, wydane przez Ministerstwo

Robót Publicznych dnia 4 marca 1920 r. w nr. 6342—10—IV—213, powiadają pod tym względem w dziale C „Tymczasowe przepisy, dotyczące żelaza budowlanego“:

§ 5. Próby żelaza i „świadcstwo jakości żelaza“.

1. Dla żelaza z każdego naboju pieca i dla żelaza każdej serji walcowania powinny być przeprowadzone w hucie próby wytrzymałości i na podstawie otrzymanych wyników spisane „świadcstwo jakości żelaza“.

2. Ilość próbek ma odpowiadać ciężarowi żelaza wywalcowanego, tak, ażeby na każde 3000 kg, nawet zaczęte, przypadła jedna próbka.

3. W razie, jeżeli wyniki, otrzymane na jednej z próbek, nie odpowiadają warunkom wytrzymałości, to należy zrobić 2 dodatkowe próby z żelaza tej samej produkcji i tego samego walcowania.

4. Gdyby z tych dodatkowych 2 próbek jedna znowu nie odpowiadała warunkom wytrzymałości, to należy cały badany nabój odrzucić.

5. Zwierzchnia władza budowlana może, zwłaszcza przy ważniejszych budowach, zażądać wykonania kontrolnej próby żelaza bądź to na miejscu w hucie, przy udziale swojego delegata, bądź to w innym zakładzie do tego rządowo upoważnionym.

6. Świadcstwo jakości żelaza powinno podawać:

- a) nazwę i miejscowość zakładu, który próbę żelaza przeprowadza, oraz datę przeprowadzenia próby;
- b) nazwisko obecnych przy próbie;
- c) godło i miejscowość huty, która żelazo wyprodukowała;
- d) opis żelaza, z którego próbki zostały wyjęte;
- e) opis przeprowadzenia próby;
- f) wyniki próby.

Świadcstwo powinno być podpisane przez kierownika zakładu i dwóch świadków obecnych przy próbie

§ 6. Przeprowadzenie prób żelaza.

1. Do przeprowadzenia prób żelaza należy wyciąć próbki i tak: przy kształtownikach w kierunku walcowania, przy blachach zaś i wstęgach, mających w konstrukcji pracować w dwóch kierunkach, należy wyciąć jedną próbkę w kierunku walcowania, a drugą w kierunku prostopadłym do walcowania.

2. Dalsza obróbka próbek ma się ograniczyć do wyrobienia niezbędnego potrzebnego kształtu bez ogrzewania żelaza, kucia młotem lub podobnych działań, zmieniających wytrzymałość.

3. Prostowanie żelaza, przeznaczonego na próbki, winno się odbywać tylko ciśnieniem w odpowiedniej maszynie i bez ogrzewania.

4. Probki nieodpowiednio obrabione lub z widocznym błędem w materiale nie mogą służyć do oznaczenia wytrzymałości.

5. Temperatura przy próbach powinna być wyższa od $+10^{\circ}$ C, a niższa od $+30^{\circ}$ Celsjusza

§ 7. Badanie wytrzymałości na rozerwanie.

1. Probki, przeznaczone na rozerwanie, mogą być albo płaskie, albo okrągłe. Szersze powierzchnie przekroju mają zostać nieobrobione, a szerokość ich należy tak dobrać, ażeby przekrój próbki wynosił 2—6 cm².

2. W celu rozerwania należy końce próbki utwierdzić w maszynie próbnej w taki sposób, ażeby kierunek sił ciągnących wpadał w oś próbki.

3. Natężenie sił rozrywających powinno wzrastać powoli i równomiernie.

4. Wydłużenie jednostkowe należy mierzyć na długości równej drugiemu pierwiastkowi z 80-krotnej powierzchni przekroju w środku długości próbki.

5. W razie, jeżeli próbka przerwie się poza środkową trzecią częścią swojej długości, to wynik tej próby należy unieważnić i zastąpić inną.

6. Wytrzymałość na rozzerwanie winna być: dla żelaza zlewego równa lub większa od 3700 kg, a mniejsza lub najwyżej równa 4500 kg/cm², przyczem wydłużenie musi być tak wielkie, ażeby iloczyn z wytrzymałości (w tonnach na cm²) i wydłużenia (w procentach) dla próbek, wyciętych w kierunku walcowania, wynosił co najmniej 100, dla próbek zaś, wyciętych prostopadłe do kierunku walcowania, co najmniej 90.

§ 8. Badanie na zginanie.

1. Próbki na zginanie należy wyciąć z dźwigara (kształtownika) w kształcie paska 30 do 50 mm szerokiego, a 400 mm długiego.

Ostre krawędzie w kierunku podłużnym, powstałe przy wycinaniu, należy zrównać pilnikiem.

2. Próbki należy zginać zapomocą odpowiedniej prasy lub innego celowego urządzenia w taki sposób, ażeby wygięcie zataczało łuk koła o średnicy równej grubości próbki przy próbkach, wyciętych w kierunku walcowania, a dwa razy większej od grubości przy próbkach, wyciętych prostopadłe do walcowania.

3. Kąt odgięcia ma osiągnąć 150 stopni przy zginaniu na zimno i 180 stopni przy zginaniu na gorąco, a żelazo nie powinno się nigdzie przerwać na stronie ciągnionej.

4. Próby z nadcięciem należy wykonać w sposób następujący: próbkę na całej szerokości nadcina się ostrym dłutem do głębokości 1 mm. Taka próbka, zginana około pręta o średnicy równej 5-krotnej grubości próbki, nie powinna okazać żadnych rys, dopóki kąt odgięcia nie wyniesie:

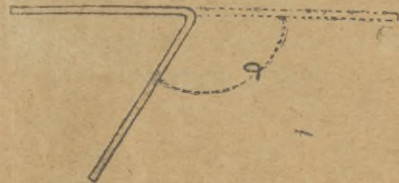


Fig. 1.

90°	dla materiału o wytrzymałości 4500 kg/cm ²	
120°	" " " " "	4000 "
150°	" " " " "	3600 " (por. fig. 1.)

5. Próbki, rozżarzone do czerwoności i zgięte wzdłuż ostrej krawędzi, a następnie zupełnie sklepane młotem, nie śmia okazać żadnych rys.

W dziale IV:

§ 38. Żelazo.

1. Na konstrukcję mostową należy z reguły używać żelaza zlewego. Żelazo powinno jakością odpowiadać „Przepisom, dotyczącym żelaza budowlanego“.

2. W konstrukcji tego samego mostu należy używać żelaza tylko jednego rodzaju.

3. Na łożyska i przeguby należy używać stali, albo żelaza zlewego, albo też żelaza lanego (żeliwa).

4. Stal na łożyska powinna mieć wytrzymałość na ciągnięcie najmniej 6000 kg/cm² przy wydłużeniu jednostkowym najmniej 10%.

14. Dla starego żelaza, użytego powtórnie, należy powyższe naprężenie odpowiednio zredukować, co najmniej o 20%.

15. O ile z obliczenia wynikają zbyt małe przekroje blach i kształtowników, należy je w częściach konstrukcji odpowiednio zwiększyć, z uwagi na niedokładność wykonania i możliwość rdzewienia. Zasada ta nie dotyczy konstrukcji drugorzędnych.

16. Naprężeń dodatkowych, jakie powstają wskutek sztywnych połączeń w węzłach dźwigarów kratowych i w przytwierdzeniu poprzecznic do dźwigarów głównych, oraz wskutek tarcia w przegubach i łożyskach, można z reguły nie uwzględniać.

17. Zmiany temperatury należy w obliczeniach statycznych przyjmować w stosunku do średniej temperatury, zestawienia w granicach od -20° do $+30^{\circ}$ C, o ile konstrukcja nie znajduje się w odmiennych warunkach termicznych, wymagających rozszerzenia granic. Współczynnik rozszerzalności żelaza zlewnego przyjąć należy 0 000011 na jeden stopień Celsjusza.

Dla mostów drogowych podają tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych następujące normy (dział IV, § 51):

3. Należenia (naprężenia) w żelazie zlewnem, obliczone bez uwzględnienia parcia wiatru, nie powinny przekraczać granic, zakreślonych następującym zestawieniem:

Rodzaj nateżenia	Nateżenie dopuszczalne w kg/cm^2 przekroju użytkowego, t. j. po odciągnięciu dziur na nity
Ciśnienie lub ciągnięcie dla podkładu żelaznego, podłużnie i poprzecznie Ciśnienie lub ciągnięcie dla dźwigarów głównych Za „I.” należy przyjąć dla dźwigarów wolno podpartych i środkowych przeseł dźwigarów wspornikowych rozpiętość przeseł w metrach, a dla wsporników podwójną długość wspornika.	800 .870 + 3L (najwyżej 1150)
Ścinanie blach i prętów	700
Ścinanie nitów i sworzni śrub w jednym kierunku	800
Ścinanie nitów i sworzni śrub w różnych kierunkach	700
Ciśnienie na ściankę dziury	1600

4. Żelazo spawane, jakiego wolno używać tylko wyjątkowo, otrzymać może nateżenia o 10% niższe od dopuszczalnych dla żelaza zlewnego.

5. Odlewy z żelaza lanego (żeliwa) w częściach podrzędnych konstrukcji

- na ciśnienie — 700 kg/cm^2 ,
- na ciągnięcie — 200 kg/cm^2 ,
- na ciągnięcie przy zginaniu — 300 kg/cm^2 .

6. Stal zlewna w łożyskach, czopach, klinach na zginanie, ciągnięcie lub ciśnienie — 1200 kg/cm².

7. Dla stali wyborowej Ministerstwo określi każdorazowo nateżenie dopuszczalne.

§ 2. Przekroje żelaza używane w budownictwie

Żeliwo (żelazo lane) i stal lana mogą pojawić się we wszelkich formach, jakie dadzą się odlać. Przy omawianiu poszczególnych elementów konstrukcyjnych podamy najczęściej spotykane kształty.

Żelazo zlewne i spawane znajduje się w handlu jako: 1. blacha, 2. żelazo płaskie, kwadratowe i okrągłe, 3. kształtowniki (kształtówki).

1. Blachy.

a) Blacha płaska, używana w budownictwie, posiada zwykle grubość $g = 5-15$ mm do 25 mm; szerokość dochodząca do 3,00 m, zwykle jednak poniżej 1,20 m; długość zaś zależną od ciężaru, który normalnie wynosi do 500 kg.

b) Blacha rowkowana (prążkowana) posiada po jednej stronie małe żeberka, krzyżujące się z sobą, o szerokości około 5 mm, a wysokości 1,5—3 mm. Grubość $g = 4-25$ mm; szerokość pojedynczych arkuszy dochodzi do 1,50 m; powierzchnia do 4 m².

c) Blacha falista, wygięta falowo, przychodzi jako:

blacha falista płaska (płytką) (fig. 2), jeśli $h < 1/2 b$, przyczem $b = 20$ do 200 mm, grubość $g = 0,5$ do 2 mm;

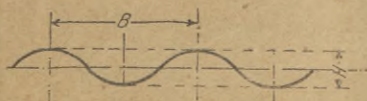


Fig. 2.

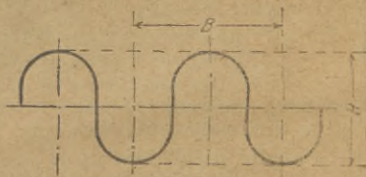


Fig. 3.

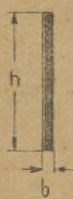


Fig. 4.

blacha falista dźwigarowa (głęboka) (fig. 3), jeśli $h \geq 1/2 b$, przyczem $b = 30$ do 160 mm, $g = 1$ do 5 mm.

Poszczególne arkusze blachy falistej posiadają największą długość 6,00 m, zazwyczaj 3 do 4 m, przy szerokości od 45 do 80 cm.

2. Płaskowniki (wstęgi, taśmy, żelazo płaskie) o przekroju prostokątnym (fig. 4). Zwykle uży-

wane w budownictwie płaskowniki posiadają grubość od 5 do 50 mm, szerokość do 1000 mm, długość do 10 m.

Żelazo kwadratowe i okrągłe zwykle o grubości 5 do 350 mm, długości 3 do 10 m.

3. Kształtowniki (kształtówki).

a) Kątowniki (kątowniki) dzielą się na:

Kątowniki równoramienne (fig. 5) o równych wymiarach obu ramion. Zwykle określa się je formułą $b \times b \times g$, gdzie b jest długością ramienia, g zaś grubością tegoż w milimetrach (np. $50 \times 50 \times 5$).

Kątowniki nierównoramienne (fig. 6) o wymiarach $b_1 \times b_2 \times g$ (t. j. jedno ramię dłuższe od drugiego, zwykle $b_1 = 1,5 b_2$ lub $b_1 = 2 b_2$).

W budownictwie używa się głównie kątowników, poczynając od wymiaru $40 \times 40 \times 4$ mm; najlepiej używać kątowników o długości ramienia b równej dziesięciokrotnej jego grubości g ($b = 10 g$).

b) Dwuteowniki (dwuteówki, I-ówki, dźwigary I) o kształcie wedle fig. 7, używane najczęściej na belki zgi-



Fig. 5.



Fig. 6.



Fig. 7.

nane. Oznacza się je numerami wedle wysokości (np. I Nr. 16 oznacza dźwigar o wysokości 16 cm).

Dwuteowniki szerokostopowe posiadają o wiele większą szerokość stopek niż normalne; oznacza się je literami A lub B (np. I Nr. 18a); mają one znacznie większy moment wytrzymałości niż analogiczne profile normalne.

c) Ceowniki (ceówki, U-ówki, dźwigary U lub C) o kształcie wedle fig. 8, oznaczane numerami, podobnie jak dwuteowniki, wedle wysokości w centymetrach.



Fig. 8.

d) Z e t o w n i k i (zelówki, fig. 9), używane dość rzadko, najczęściej na płacie dachowe.

e) T e o w n i k i (teówki, fig. 10), używane rzadko, np. przy pokryciu szkieł.

f) Ć w i e r ć k o ł o w n i k i (ćwierćkołówki, fig. 11), używane niekiedy na słupy.

g) P o r ę c z o w n i k i (żelazo poręczowe, fig. 12).



Fig. 9.



Fig. 10.



Fig. 11.



Fig. 12.

*szerebliny
nie wchodzi
wa*
h) L i s t w y d o s z k ł a (całe profile, półprofile, profile kątowne, rynienkowe i t. d.: fig. 13, 14, 15 oraz 371 i następane).

i) S z y n y k o p a l n i a n e, używane w budownictwie również jako listwy do szkła w świetlniach dachowych.

j) S z y n y d Ź w i g n i c o w e (żurawie, fig. 16).



Fig. 13.



Fig. 14.



Fig. 15.



Fig. 16.

Prócz tych istnieje jeszcze wiele innych rodzajów kształtowników i blach, mających w budownictwie żelaznym mniejsze znaczenie.

Tymczasowe przepisy, dotyczące budowy i utrzymania mostów drogowych, powiadają w dziale C:

§ 2. Rodzaj żelaza

Dźwigary jednolite winny być walcowane z reguły z żelaza zlewne.

Można je jednak walcować wyjątkowo także z żelaza spawanego, a w szczególnych wypadkach i ze stali zlewnej.

§ 3. Jakość żelaza

Dźwigary powinny być gładko walcowane. Złom żelaza powinien mieć złożę jedностajne, pełne, bez śladów próżni. Żelazo nie po-

winno być kruche na gorąco, ani na zimno. Zawartość siarki i krzemu jest niedopuszczalna.

§ 4. Wymiary, kształty żelaza i waga.

1. W przejściowym okresie, dopóki dla Państwa Polskiego nie ma ustalonych obowiązujących kształtów i wymiarów dla żelaza walcowanego, należy przy zamówieniach i dostawach oznaczać normy, obowiązujące w państwach obcych, którym odpowiada żelazo zamawiane lub dostarczane.

2. Przyjęte wymiary winny być dokładnie zachowane i grubość na całej długości jednakowa. Różnice w grubościach nie powinny przekraczać granic -3% i $+4\%$.

3. Wagę żelaza według wymiarów można przyjąć na 1 metr sześcienny

dla żelaza zlewne go i stali	7850 kg
dla żelaza spawanego	7800 „

Wagę żelaza przy dostawach należy oznaczać zasadniczo według ciężaru teoretycznego, w wyjątkowych razach według ciężaru rzeczywistego na podstawie protokołu ważenia konstrukcji. W tym ostatnim wypadku należy przyjąć jako dopuszczalną różnicę między ciężarem obliczonym a wynikłym z ważenia, jak następuje:

a) dla żelaza zlewne go, względnie stali zlewne j, maksimum $+4\%$, minimum -3% ;

b) dla żelaza lanego, względnie stali lane j, maksimum $+5\%$, minimum -3% .

§ 3. Ochrona zespołów żelaznych od rdzy i od ognia

Dla ochrony konstrukcji żelaznych od rdzy pokrywa się je odpowiednimi powłokami, najczęściej jedną z następujących:

a) powłoką olejną (pokostową) zwykle w dwu warstwach: np. olejem rzadkopiętnym, zmieszany m z minją ołowiową (podkład), a po zmontowaniu konstrukcji czystym olejem lnianym, zmieszany m z bielą ołowiową (powłoka kryjąca);

b) powłoką metalową, (najczęściej cynkową, zanurzając żelazo w kąpiel cynkową);

c) powłoką cementową, powlekając żelazo, zwykle cztero lub pięciokrotnie, rzadką zaprawą cementową;

d) powłoką, uzyskaną przez natlenienie powierzchni.

Innych powłok używa się w budownictwie bardzo rzadko. Przed zastosowaniem którejkolwiek powłoki należy oczyścić powierzchnię żelaza drucianymi szczotkami, strumieniem piaskowym, pumeksem lub przez zanurzenie w rozwodnionym kwasie (zw. solnym), a potem w mleku wapiennym.

Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych polecają w dziale IV:

§ 43. Oczyszczenie żelaza przed złożeniem.

Żelazo obrobione należy przed złożeniem dokładnie oczyścić.

§ 48. Malowanie mostu.

1. Wszystkie części żelazne mostu, z wyjątkiem ruchomych części łożysk i przygubów, powinno się zaraz po złożeniu zespołu na miejscu budowy uszczelnić kitem minjowym i powleć olejną farbą minjową. Czynność tę należy wykonać w czasie suchym i bezmroźnym.

Również należy odczyścić i na nowo powleć olejną farbą minjową te miejsca, w których farba została zdrapana w czasie przewozu lub zestawienia konstrukcji.

2. Po dokładnem wyschnięciu farby minjowej należy pokryć część żelazną mostu dwa razy olejną farbą kryjącą, tej barwy, jaką oznaczy zwierzchnia władza budowlana, przyczem pierwszy raz należy powleć farbą jaśniejszą, za drugim zaś razem ciemniejszą.

3. Części żelazne, stykające się z ziemią, należy smolować lakiem asfaltowym.

Dla zapewnienia ogniotrwałości zespołów żelaznych należy:

umożliwić rozszerzanie wskutek zmiany ciepłoty przez zastosowanie łożysk ruchomych (w belkach), oraz podłużnych dziur na nity (w kotwach i płytach); osłonić je złym przewodnikiem ciepła, a to:

a) murem ceglany (zwykle słupy);
b) warstwą betonu lub żelbetu co najmniej 2–3 cm (zw. słupy, rzadziej belki);

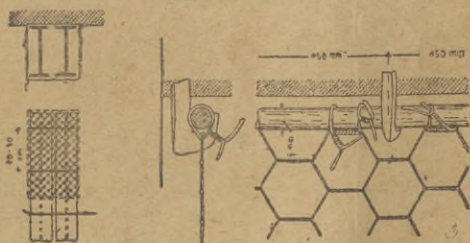


Fig. 17.

c) zaprawą cementową lub gipsową na siatce drucianej o grubości 1–1,4 mm, a wielkości oczek 2 cm (zw. belki, fig. 17), lub na matach trzciniowych;

d) warstwą korkową i t. d.

Osłony ogniochronne stosuje się tam, gdzie zależy na ogniotrwałości, więc w budynkach mieszkalnych, magazynach i t. d. Konstrukcje dachowych i t. p. zwykle w ten sposób nie osłaniamy.

II. POŁĄCZENIA ŻELAZA

Najczęściej używa się połączeń: a) na nity, rzadziej b) na śruby, czasem c) połączeń przegibnych.

§ 4. Połączenia nitowane

Nit składa się ze sworznia, główni gotowej przed użyciem nitu, oraz nakówki, powstającej po umieszczeniu nitu

Dane w nawiasach dotyczą konstrukcji obliczanych nadzwyczaj dokładnie przy uwzględnieniu w s z y s t k i c h najniekorzystniejszych obciążeń por. Przepisy § 16, 2 (str. 4).

d = średnica nitu,

g = grubość cieńszej z łączonych blach, czy kształtowników.

Ilość n nitów dwuciętych przenieść może siłę

$$\text{na ścinanie } P = 2 n \frac{d^2 \pi}{4} k_t = \frac{n}{2} d^2 \pi k_t \dots 3$$

$$\text{na ciśnienie na ściankę dziury } P = n d g k_d \dots 4$$

Jeżeli $2g_t < g$, należy użyć wzoru $P = 2 n d g_t k_d$.

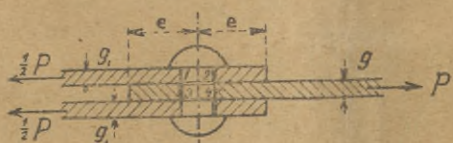


Fig. 21.

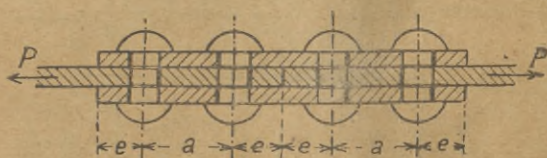


Fig. 22.

Przy obliczaniu ilości nitów najlepiej posługiwać się tablicą nitów (tabl. 47).

Średnice nitów najczęściej używanych są: $d = 10, 12 (13), 16, 18, 20, 22, (23)$ mm, w budownictwie lądowym zwykle do 20 mm. Nitów mniejszych od 10 mm w dół używa się tylko przy połączeniach podrzędnych, wykonujących

je na zimno. Połączenie nitami na styku staramy się przeprowadzić wedle następujących reguł:

1. Przeniesienie siły powinno być osiowe; należy zatem nity rozstawiać symetrycznie do osi (por. fig. 23 i 24);

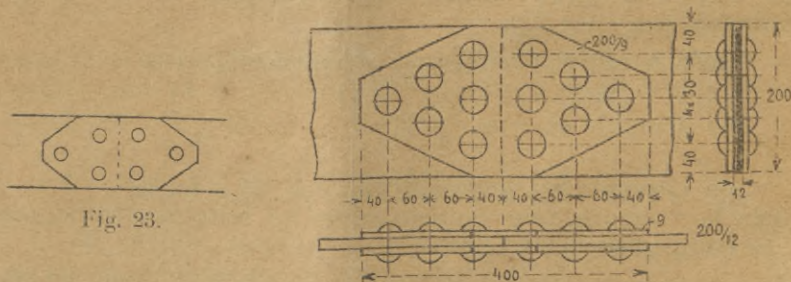


Fig. 24.

stykając zaś przekroje pojedyncze (np. blachy), używać podwójnych przykładek. Tem samym uzyskuje się też nity dwu-

cięte w miejsce raz ciętych. Na kątownikach rozmieszcza się jednak nity w t. zw. linii podziału nitów, leżącej w połowie szerokości (lub prawie w połowie szerokości) ramienia.

2. Do połączenia należy zawsze używać co najmniej dwu nitów; wyjątek stanowią drugorzędne połączenia, nie przenoszące wielkiej siły (np. łączniki w słupach i t. p.).

3. O ile możności nie należy ustawiać więcej niż 4–5 nitów jeden za drugim; w razie potrzeby większej ilości, należy je rozmieścić w dwu lub trzech rzędach (fig. 23), lub zamienić je na dwucięte, ewentualnie użyć nawet pomocniczych kształtowników lub blach (por. str. 22).

4. Łącząc pręty rozciągane, liczymy ich przekrój użyteczny wedle wzoru $F_u = F - F_n$, gdzie przekrój normalny F zmniejszony jest o powierzchnię nitów F_n (por. fig. 25). Dla uzyskania wielkiego F_u należy styk szerokich wstęp urządzać wedle fig. 23 i 24, t. j. umieszczając w pierwszym rzędzie 1 nit, w każdym następnym co najwyżej dwa razy więcej niż w poprzednim. Wtedy od F odejmuje się powierzchnię tylko jednego nitu. Np. na przykładzie fig. 24. $F_u = 20 \times 1,2 - 1,2 \times 1,8 = 21,8 \text{ cm}^2$.

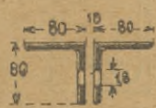


Fig. 25.

5. Łącząc pręty (lub części prętów) ściskane, obliczamy ich powierzchnię użyteczną ze wzoru $F_u = F - F_n$, jednakowoż dla obliczenia promienia bezwładności (i) i momentu bezwładności (I) nie odtrącamy powierzchni nitów.

6. Przykładki powinny mieć powierzchnię użyteczną, równą lub większą od powierzchni użytecznej zetkniętego przekroju. — Najmniejsza grubość g przykładki 6 mm.

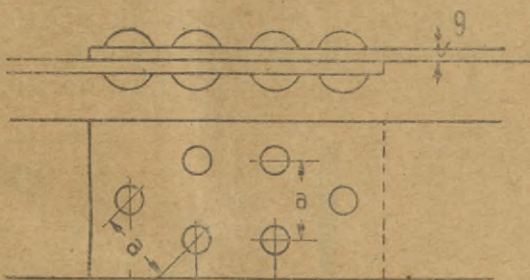


Fig. 26.

7. Łącząc przekroje złożone, można zetknąć je wszystkie w jednym miejscu,

albo styki rozłożyć. Połączenie każdej części, wziętej osobno, musi jednak odpowiadać warunkom 1–4. Ilość nitów, łączących jedną część o powierzchni F' , oblicza się na

siłę $P' = \frac{F'}{F} P$, gdzie F jest powierzchnią całego przekroju,

P zaś całkowitą siłą.

8. Odstępy nitów dajemy zwykle (fig. 26)

$$\begin{array}{ll} a = 3d & (\text{conajmniej } a = 2,5d) \\ b = 1,5d & \text{„ } b = 1,25d) \\ c = 2d & \text{„ } c = 1,5d) \end{array}$$

Najlepiej używać tablicy nitów.

9. Przy umieszczeniu nitów na kątownikach, dźwigarach i t. d. należy pamiętać, że główka nitu nie może zachodzić na zaokrągloną część przekroju i powinna być od niej oddalona o 3 do 5 mm (fig. 26 a i 26 b). Dlatego w tych profilach nity umieszcza się w t. zw. osi podziału nitów, (a nie w osi ciężkości przekroju, fig. 26 c). Linja podziału nitów oddalona jest od naroża kątowników o odstęp

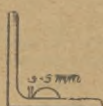


Fig. 26 a.

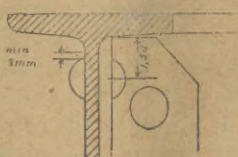


Fig. 26 b.

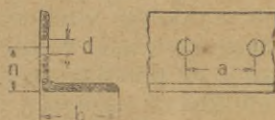


Fig. 26 c.

$$n = \frac{b}{2} + 5 \text{ mm, gdy } b \text{ kończy się na } 0 \text{ (np. } 80 \times 80 \times 8)$$

$$n = \frac{b}{2} + 2,5 \text{ mm, gdy } b \text{ kończy się na } 5 \text{ (np. } 75 \times 75 \times 8)$$

Jeżeli $b > 4d$ (zwykle dla $b > 100 \text{ mm}$), to dajemy nity przestawione (fig. 26 d), przy czym

$$n_1 = 1,5d \text{ do } 2d.$$



Fig. 26 d.

§ 5. Połączenia na śruby

Śruba (fig. 27) składa się ze sworznia z naciętymi gwintami (skrętami), głowy śruby, zwykle sześciobocznej, i również sześciobocznego naśrubka. Najczęściej używane

śruby o gwintach systemu Whitforda (por. tablicę śrub, gdzie podano też wszystkie wymiary śrub) oznacza się wedle średnicy sworzni, podanej w calach angielskich.

Śrub używa się zamiast nitów:

1) gdy długość nitu wypadłaby większa niż 4—5 d, gdyż wtedy powstać mogłyby zbyt wielkie natężenia rozciągające w nitcie;

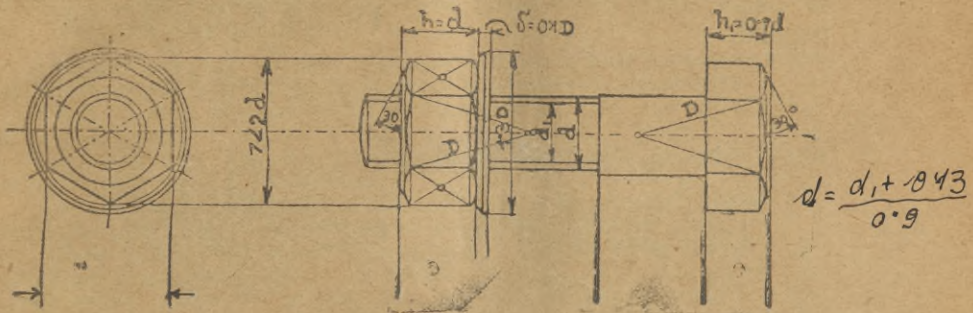


Fig. 27.

- 2) gdyby nit miał być narażony na ciągnięcie;
- 3) gdy jedna lub obie części łączone są żelazne lane;
- 4) gdy niema miejsca na nitowanie;
- 5) gdy chce się uzyskać możliwość przesunięć lub obrotów; otwory na śruby powinny być wtedy podłużne.

Śruby narażone na ścinanie oblicza się wedle wzoru 1 i 3, śruby zaś narażone na ciągnięcie wedle wzoru:

$$P = n \frac{d_1^2 \pi}{4} k_r \dots \dots \dots 5$$

$$\text{wzgl. } d_1 = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k_r}} \dots \dots \dots 6$$

gdzie d_1 jest średnicą rdzenia.

Dla śrub przypisuje rozporządzenie Ministerstwa Robót Publicznych $k_t = 700 \text{ kg/cm}^2$; $k_d = 1400 \text{ kg/cm}^2$; k_r przyjąć można 800 kg/cm^2 .

Jeżeli części, łączone przy pomocy śrub, mają płaszczyzny ukośne, to należy pod główkę śruby dać podkładkę wyrównującą.

Dla utwierdzenia żelaznych konstrukcji (np. słupów) w kamieniu lub betonie używa się t. zw. śrub do kamienia (fig. 28). Trzpień ich ma zazwyczaj kształt ściętego ostrosłupa czterościennego o ścia-



Fig. 28.

nach ponacinanych dłutem. Wstawia się go w otwór w kamieniu i następnie zalewa cementem. Długość $l = 5d + 5 \text{ cm}$.

§ 6. Połączenia przegibne prętów

Pręt okrągły zakończony jest tutaj pojedynczem lub podwójnem okiem, które zachodzi na blachę. — Przez otwór w blasce i odpowiednie otwory w okach przeprowadza się trzpień.

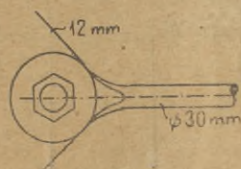


Fig. 29.

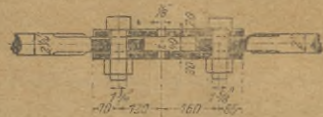


Fig. 29 a.

Połączenia przegibne stosowane są u nas rzadko; najczęściej dla tężników dachowych pałacowych (fig. 29), przyczem

$$d = 1,13 \sqrt{\frac{P}{k_r}} \dots \dots \dots 7$$

wyjatkowo używamy w więzarach kratowych połączeń, jak fig. 29 a.

Średnicę trzpienia oblicza się wedle wzoru 1 dla oka pojedynczego, wedle wzoru 3 dla oka podwójnego.

* * *

Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych powiadają w dziale IV:

§ 41. Otwory na nity i śruby.

1. Rozkład otworów na nity i śruby powinien odpowiadać dokładnie planom budowy.

Odchylenia od projektowanych odstępów nie mogą przekraczać 2 milimetrów.

2. Otwory na nity i śruby mają być wiercone lub przebijane, lecz w tym drugim wypadku średnica dziury po przebiciu powinna być o 3 mm mniejszą od projektowanej, a następnie rozwiercona.

Krawędzie otworów, do których mogą przylegać główki nitów, należy ścieć stożkowo.

3. Otwory mają mieć średnicę o pół milimetra większą od średnicy trzpienia nitu, przyczem nit (a nie otwór) powinien mieć projektowaną średnicę.

4. Otwory w częściach składowych należy wiercić wspólnie przez wszystkie części; w razie, jeżeli wierce się otwory w każdej części

z osobna, należy używać świdra o mniejszej średnicy o 10%, a następnie po złożeniu powiększyć otwory rozwierceniem do projektowanej średnicy.

5. Przebijanie otworów stalowym kołcem dla zwiększenia średnicy lub wyrównania otworów jest niedopuszczalne.

6. W razie, gdyby w przewierconym otworze okazało się przesunięcie części składowych, należy dla wyrównania zwiększyć średnicę otworu i użyć odpowiednio grubszych nitów. Przesunięcie to nie może przekraczać 10%.

7. Otwory dla nitów wpuszczonych mają być dodatkowo obróbrane zapomocą odpowiednich świdrow.

§ 42. Nity i śruby.

1. Nity i śruby powinny być wykonane z przepisanego na ten cel żelaza, odpowiadającego warunkom przepisów budowlanych.

2. Nity mają być sporządzone maszynowo, przy ogrzaniu żelaza do czerwoności.

3. Nity tych samych średnic mogą się różnić w grubościach trzpieni najwyżej o pół milimetra.

4. Główniki nitów mają siedzieć osiowo na trzpieniu, a dolna powierzchnia główki powinna być płaska, prostopadła do trzpienia.

5. Kształt główki nitów powinien być tak wyrobiony, ażeby wysokość główki, mierzona przy obwodzie trzpienia, równała się co najmniej połowie grubości trzpienia, a średnica główki, mierzona w powierzchni zewnętrznej żelaza nitowanego, ażeby równała się co najmniej półtorakrotnej średnicy trzpienia.

6. Śruby mają mieć trzpień z główką, wyrobioną z jednego kawałka. Główki nie wolno w żadnym wypadku osadzać dodatkowo na trzpieniu.

7. Gwint śrub ma być wycięty według skali (systemu) Whitwortha na takiej długości, ażeby po zakręceniu naśrubka przynajmniej dwa skrety wystawały nad górną powierzchnią naśrubka i ażeby skrety nie wchodziły w otwór żelaza łączonego. Pod naśrubki należy dawać pierścienie podkładowe, tak grube, ażeby zakrywały przynajmniej dwa skrety.

8. Śruby, łączące części mostu, narażone na wstrząśnienia, powinny mieć urządzenia, zapobiegające samoczynnemu odkręcaniu się naśrubków.

9. Wykonanie śrub powinno być tak dokładne i jednostajne, ażeby można użyć tego samego naśrubka do różnych trzpieni.

10. Powierzchnie główek i naśrubków, któremi śruby przylegają do żelaza łączonego, powinny być obtoczone.

11. Śruby, które w zespołach żelaznych zastępują nity, narażone na ściecie, powinny mieć trzpień stożkowo wytoczony w stosunku 1 : 100 i odpowiednio do tego rozwiercone otwory w żelazie łączonym.

W dziale C:

§ 9. Badanie żelaza okrągłego na nity.

1. Zgodnie z § 7.

2. Próbkę żelaza okrągłego na nity należy pozostawić z naskórkem nawalcowanym, bez żadnego obrobienia.

3. Zgodnie z § 8.

4. Próbką należy nawinać na walcu o średnicy równej średnicy próbki

Przy drugiej próbie należy wykucć na zimno płaską główkę o średnicy równej półtorakrotnej średnicy próbki. Tak przy jednej jak i przy drugiej próbie nie powinny okazać się żadne ślady rozerwania.

§ 7. Elementy połączeń żelaznych

Przy połączeniach żelaznych rozróżniamy:
pręty, przenoszące tylko siły osiowe (ściskanie, rozciąganie);

belki (dźwigary), przenoszące głównie momenty zginające (często jednak także prócz nich i siły osiowe, które wywołują zresztą zwykle naprężenia znacznie mniejsze od momentów zginających).

A) Połączenia na długość

I. Połączenia prętów na długość:

Połączenia płaskowników (wstęg) uskutecznia się przy pomocy przykładek obustronnych (por. fig. 23 i 24).

Połączenia kątowników (kątovek) kryjemy przykładkami, wykonanymi najczęściej:

a) z dwu płaskowników, których sumaryczna powierzchnia jest równa powierzchni zetkniętych kątowników lub większa od niej (por. fig. 30);



Fig. 30.

b) z kątownika o ściętem narożu (fig. 31); sposób ten wychodzi z użycia.

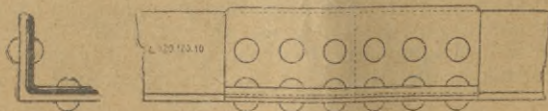


Fig. 31.

Połączenia innych profilów walcowanych, narażonych na siły osiowe, przykrywa się przykładkami o powierzchni co najmniej równej powierzchni dźwigarów (fig. 32).

Pręty okrągłe łączy się zwykle z sobą na t. zw. zamki śrubowe, nacinając gwinty o kierunkach przeciwnych w obu końcach łączonych prętów i zakręcając na nie zamek (fig. 34).

Ilość nitów, potrzebnych w połączeniach, oblicza się wedle wzoru 1—4. Przy połączeniu należy pamiętać o regułach, podanych powyżej (str. 12).

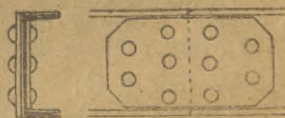


Fig. 32.

II. Połączenia belek (zginanych) na długość uskutecznia się za pomocą przykładek (fig. 35), przyczem moment wytrzymałości przyładek W_p (po odtrąceniu nitów)

35

powinien być równy lub większy od momentu wytrzymałości belki W_b , tj. $W_p \geq W_b$ (por. przykłady). W każdym razie należy dążyć do tego, aby przykładki miały należytą tęgosc także w kierunku poprzecznym. Uzyskuje się to przez umieszczenie w miejscu styku przykładek pionowych i przykładek poziomych; obliczenie nitów podane jest w § 11.

Jeżeli stykamy w pewnym miejscu tylko część przekroju złożonego, np. tylko blachę blachownicy (belki nitowanej), przykładki muszą mieć moment wytrzymałości, równy momentowi wytrzymałości części zetkniętej.

Jeżeli chodzi tylko o ustalenie belek łączonych względem siebie, tak, by moment zgięcia nie został przeniesiony przez przykładki, uż. z jednej strony podłużnych otworów na nity, zw. o długości równej $1,5d$ (por. fig. 33., gdzie czarne kółka oznaczają takie nity — por. str. 46).

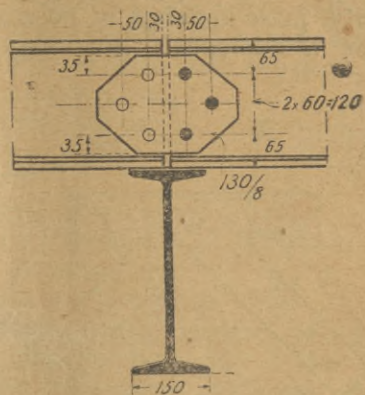


Fig. 33.

B) Połączenia pod kątem

I. Węzłem nazywamy punkt, w którym schodzą się pręty najczęściej belki kratowej. Połączenie ich da się wykonać:

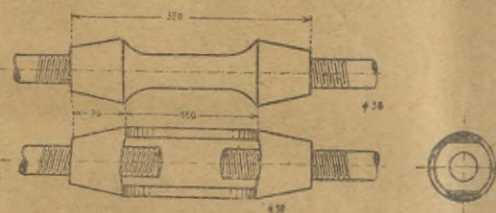


Fig. 34.

stopadłych do siebie, to jeden z nich można wygiąć wedle f. 37;

b) jako połączenia przegibne, używane u nas stosunkowo bardzo rzadko; wtedy pręty zakończone okami, połączone przy pomocy trzpieni. Prosty przykład podaje fig. 29;

c) najczęściej przy pomocy blach węzłowych. W tym razie doprowadza się pręty możliwie blisko

a) przez bezpośrednie znitowanie prętów (fig. 36) tylko w połączeniach podrzędnych, przenoszących bardzo małe siły. Jeżeli łączy się płaskowniki, leżące w płaszczyznach pro-

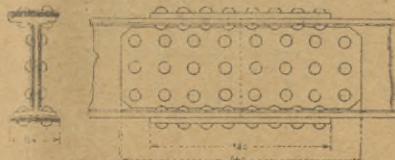


Fig. 35.

do punktu węzłowego, przytwierdzając je do blachy wspólnej, t. zw. węzłowej, przy pomocy nitów, obliczonych na siły, jakie działają w poszczególnych prętach. Nity umieszcza się w odstępach normalnych (por. § 4) tak, aby wymiary

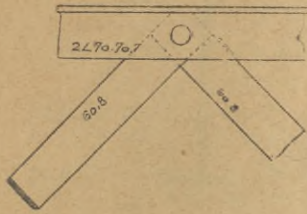


Fig. 36.

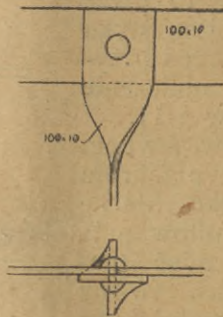


Fig. 37.

blach węzłowych były możliwie małe. Grubość blach jest zwykle większa od grubości prętów łączonych (co najmniej równa). Pomiedzy prętami ścina się blachy w linii prostej. Kształt ich winien być taki, aby robota była możliwie uproszczona;

staramy się też wycinać je z prostokąta. Przy wpisywaniu wymiarów należy też wpisać prostokąt, z którego blacha została wycięta, por. fig. 46 i nast.). Zasada stosowania się do prostokąta ma przecież granice, określone oszczędnością materiału i nitów, np. węzeł fig. 38 wykonany jest niezmiernie nieekonomicznie i dlatego wskazany jest węzeł wedle fig. 39 lub wedle fig. 40, gdzie kątowniki przekątni nałożono na pas.

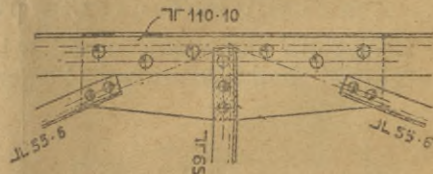


Fig. 38

Zawsze pamiętać trzeba przy połączeniu, aby osi ciężkości wszystkich prętów przecinały się w jednym punkcie. Chodzi bowiem o to, aby uniknąć naprężeń dodatko-

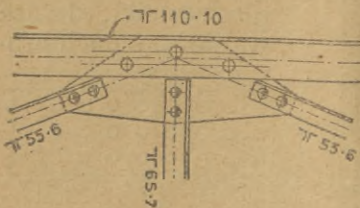


Fig. 39.

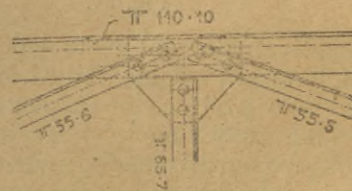


Fig. 40.

wych z powodu zginania. Dopuszczalne są tylko bardzo nieznaczne odchyłki. Osi ciężkości płaskowników i dźwigarów

schodzą się z ich osią symetrii. Osi ciężkości kątowników i dźwigarów niesymetrycznych podane są na odpowiednich tablicach. Trzeba pamiętać, że oś podziału nitów nie schodzi się z osią ciężkości. Połączenia na blachach węzłowych spotyka się w budownictwie lądowym najczęściej w dachach żelaznych, to też tam omówione są one szczegółowiej (por. § 27). Tu podajemy tylko parę przykładów.

Fig. 41 przedstawia połączenie dwu niewielkich kątowników na blasze węzłowej. Połączenie jest w płaszczyźnie poziomej niesiowej, dlatego w fig. 42 połączono drugie ramiona kątowników przy pomocy blachy, zagiętej pod kątem prostym. Takie połączenie dopuszczalne jest tylko dla przekrojów niewielkich. To samo połączenie wykonać można, zginając jeden kątownik na drugi

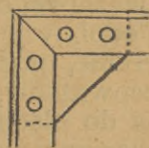


Fig. 41.

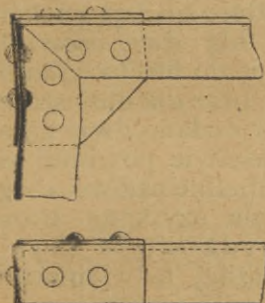


Fig. 42.

(fig. 43). Wtedy zaoszczędza się jeden nit, natomiast przybija dodatkowa robota zginania kątownika.

Jeżeli z prętów połączonych w węzle przebiegają dwa w linii prostej (n. p. pas więzara kratowego), to te pręty można wykonać albo z dwu różnych przekrojów, każdy przytwierdzony

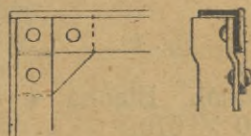


Fig. 43.

nitami, obliczonymi na siłę w przecię, albo też można przeprowadzić pręt (pas) wskrós, bez zetknięcia, a wtedy nity liczy się na różnicę sił. Np. połączenie na fig. 44 i 45. Na fig. 44 pas g_1 i g_2 przyłączone są przy pomocy osobnych nitów; natomiast na fig. 45 pręt g_1 g_2 przechodzi bez zetknię-

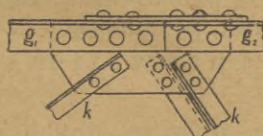


Fig. 44.

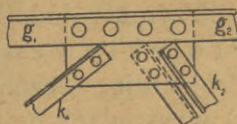


Fig. 45.

cia i wtedy nity liczymy tylko na siłę ($g_1 - g_2$). Blacha w drugim wypadku ma kształt prostokątny, który jest najwygodniejszy do wykonania, gdyż wymaga najmniejszej ilości cięć.

Wygodnie jest nity prętów k_1 i k_2 umieścić tak, aby osi ich leżały grupami na linjach równoległych do osi nitów g_1 g_2 .

Fig. 46 przedstawia również połączenie, w którym jeden z pasów przechodzi wskrós bez zetknięcia. Zarys blachy węzłowej odpowiada również prostokątowi (linja mn // op.). Podobny jest szczegół na fig. 47. Na fig. 48 pokazano połączenie, podobne do połączenia fig. 45. Pas, złożony z dwu ceowników, przechodzi bez zetknięcia, kątowniki dołączone są do blachy węzłowej nitami. Blacha ma kształt prostokąta. Pierwszy kątownik od lewej i oba prawe ścięte są dobrze, drugi od lewej niewłaściwie*).

Na fig. 49 uwidoczniło połączenie bardziej złożone. W węźle schodzi się siedm prętów. Pręt poziomy, składający się z dwu kątowników, przechodzi bez zetknięcia; oś podziału nitów wyraźnie odchyła się od osi ciężkości kątowników, które spadają z osiami teoretycznymi. Dołem idą dwa ceowniki (U-ówki), przytwierdzone do blachy nitami; nadto dla usztywnienia, oraz dla umieszczenia większej ilości nitów dodano dwa kątowniki $70 \times 70 \times 7^{**}$). Właściwie powinno się jednak nity umieścić zupełnie osiowo, czego w danym wypadku nie uzyskano. Pozostałe pręty przytwierdzono w zwykły sposób. Blacha wycięta jest z prostokątnej o wymiarach 790×670 .

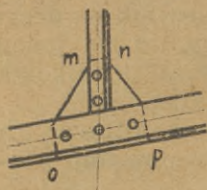


Fig. 46.

Fig. 50 przedstawia połączenie proste, dość dobrze wykonane, przy którym jednak kątowniki prawego krzyżulca należało uciąć prostopadłe do ich długości; dobre jest natomiast ujęcie dwu kątowników jednym nitem dla zmniejszenia blachy węzłowej.

Fig. 51 przedstawia bardzo dobre rozwiązanie węzła, przy którym rozsunięto nity na kątownikach przekątni, używając w ten sposób blachę węzłową prostokątną. Kątowniki pasów otrzymały dodatkowy kątownik, przenoszący część siły.

Projektowanie połączenia węzłowego.

Projektując węzeł, należy:

1) wrysować osi teoretyczne poszczególnych prętów 1—4 (fig. 52), przyczem bardzo dokładnie należy odnieść ich nachylenia;

*) Gdyż ścinanie prostopadłego ramienia kątownika jest trudne i czysto wykonać się nie da.

**) Por. str. 13 p. 3.

2) na osiach wrysować przekroje obliczone tak, aby ich osi ciężkości zeszyły się z osiami teoretycznymi zupełnie lub prawie zupełnie (fig. 53); przy połączeniach drugorzęd-

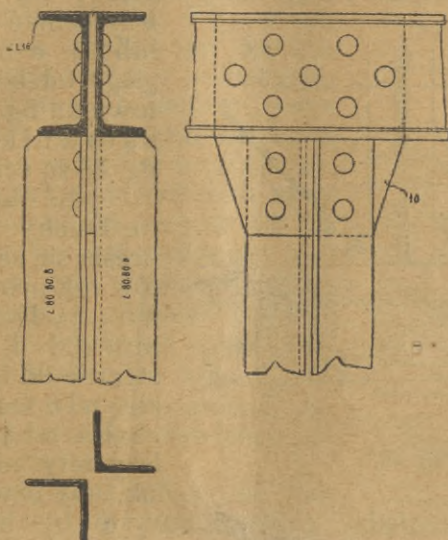


Fig. 47.

nych można przyjąć w osiach teoretycznych osi podziału nitów (tylko dla kątowników o ramionach poniżej 50 mm);

3) na przekrojach umieścić nity (fig. 54), trzymając się wogóle odstępów normalnych, podanych w § 4. Jeżeli jednak

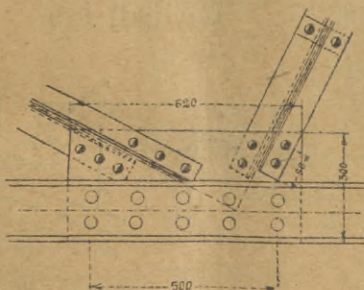


Fig. 48.

można nity umieścić po kilka na równoległych do siebie linjach, a blacha węzłowa przez to albo zupełnie nie zwiększy się, albo tylko nieznacznie, to należy to uczynić, gdyż powoduje to uproszczenie roboty, a więc i większą taniść.

4) przekroje można ścinać ukośnie, ale jednym cięciem jedno ramię, jeżeli ścięcie takie obejmuje dwa ramiona równocześnie n. p. oba żebra kątowników itp. to robota jest znacznie trudniejsza i tego należy unikać. Np. kątowniki należy ścinać wedle fig. 49 lub 55, a nie wedle drugiego od lewej strony kątownika fig. 48; natomiast kątowniki pozostałe na fig. 48 są ścięte należy;

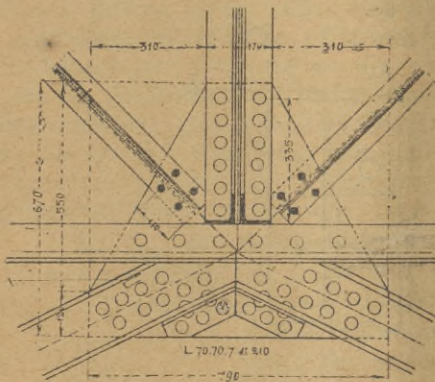


Fig. 49.

5) dla określenia kształtu blachy węzłowej zakreśla się ze skrajnych nitów łuk promieniem równym podwójnej średnicy nitu (2d) i prowadzi się styczne do tych kół; w razie niewielkiej odchyłki od prostokąta należy nity nieco rozsunąć tak, aby uzyskać w blasze kąt prosty; pomiędzy prętami zarys blachy przechodzi w liniach prostych (fig. 55).

Blachę węzłową można wyciąć z prostokąta w różny sposób, por. fig. 56 i 57; lepsze konstrukcyjnie i dające mniejszą blachę jest połączenie 56.

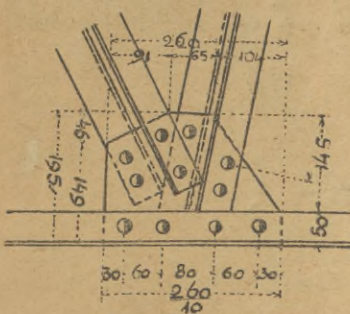


Fig. 50.

II. Połączenie belek pod kątem uskutecznia się:

1) na przykładki kątowe (kątowniki) lub

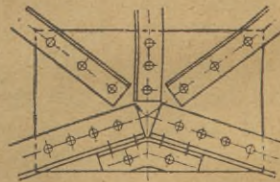


Fig. 51.

2) na blachy węzłowe, zwykle w połączeniu z przykładkami kątowymi.

1) Połączenie na przykładki kątowe:

Jeżeli dźwigar mniejszy zmieści się pomiędzy stopkami belki większej, to

a) można dać kątowniki łączące tak krótkie, aby zmieściły się między stopkami dźwigarów (fig. 58 i 59) — tylko dla niewielkiej wysokości belki większej;

b) można ściąć stopki dźwigara mniejszego obustronnie (fig. 60); wtedy jednak dźwigar ten bardzo się osłabia;

c) można ściąć stopki z jednej strony i dać jeden kątownik dłuższy, jeden krótszy, pomiędzy nieściętymi stopkami (fig. 61); sposób wogóle najlepszy.

Jeżeli dźwigary są wysokością równą, to połączenie robimy wedle fig. 62, przyczem wycina się jeden dźwigar (dołączony) wedle zarysu dźwigara głównego. (Por. też fig. 63). Można przecież w połączeniach podrzędnych uciąć dźwigar boczny prostopadłe (fig. 64).



Fig. 56 i 57.

Podobnie postępuje się, jeżeli jedna ściana dźwigara jest płaska (fig. 65).

Połączenia belek ze słupami por. § 9.

2. Połączenia na blachy węzłowe (zwykle w połączeniu z przykładkami kątowymi) uskutecznią się wtedy, gdy dźwigary łączone mają tę samą wysokość (fig. 66).

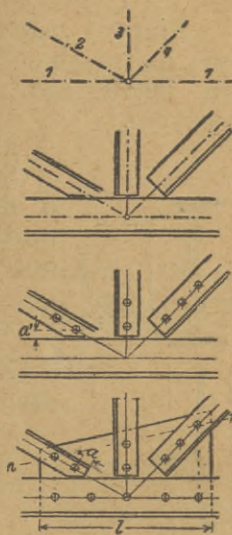


Fig. 52—55.

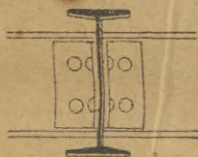


Fig. 58.

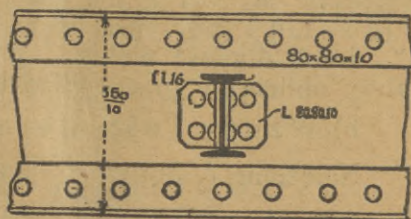


Fig. 59.

Potrębną ilość nitów we] wszystkich tych wypadkach wyznacza się z wzorów 1—4.

Połączenie dźwigarów pod kątem ukośnym wykonuje się wedle jednego ze sposobów, podanych na fig. 67—69.

III. SŁUPY ŻELAZNE

§ 8. Obliczenie słupów żelaznych

Słupy i zastrzały*) żelazne oblicza się na ściskanie i wyboczenie wedle wzorów Eulera lub (lepiej) Tetmajera - Jasińskiego. — Wzory inne (Rankina itd.) nie są u nas w użyciu.

a) Wzory Eulera

Siła P , jaką udźwignie pręt o długości wolnej l_w o najmniejszej momencie bezwładności I , równa się co najwyżej

$$P \leq \frac{10EI}{n l_w^2} \dots \dots \dots 8$$

Zwykle przyjmujemy współczynnik pewności n :

$n = 5$ (czasem 4) dla żelaza spawanego i zlewne,
 $n = 6-8$ dla żeliwa.

Długość wolną przyjmuje się (nazywając $l =$ długość rzeczywistą):

dla słupów lanych $l_w = l$;

dla słupów z kształtowników $l_w = (0,7 \text{ do } 1,0) l$, zależnie od wielkości blach podpory i głowicy, zwykle 0,81 (co też przepisuje M. R. P.); dla zastrzałów belek kratowych $l_w = (0,5-1,0) l$ (por. niżej w rozp. M. R. P.).

Jeżeli długość wolna l_w jest różna w dwu kierunkach, należy obliczenie przeprowadzić dla obu.

b) Wzory Tetmajera - Jasińskiego

Natężenie σ , obliczone ze wzoru $\frac{P}{F_u}$, musi być równe lub mniejsze od natężenia dopuszczalnego k ;

$$\sigma = \frac{P}{F_u} \beta \leq k \dots \dots \dots 9$$

gdzie $F_u =$ przekrój użyteczny słupa (po odtrąceniu dziur na nity dla utwierdzenia łączników i t. d.); $\beta =$ współczynnik zmniejszający, zależny od stosunku $\frac{l_w}{i}$ oraz od materiału; przez i należy rozumieć najmniejszy promień bezwładności ze względu na kierunki, dla których może nastąpić wybocze-

*) Zastrzałami nazywamy części konstrukcji kratowej, narażone na ściskania.

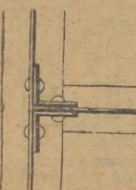
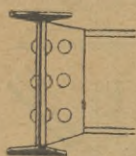


Fig. 60.

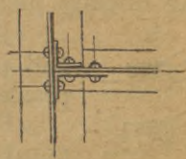
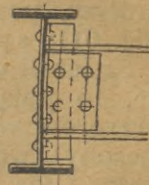


Fig. 61.

nie. Jeżeli długość wolna l_w jest różna w dwu kierunkach, należy przeprowadzić rachunek dla obu $\frac{l_w}{i}$.

Ministerstwo Robót Publicznych poleca liczyć wedle Tetmajera - Jasińskiego.

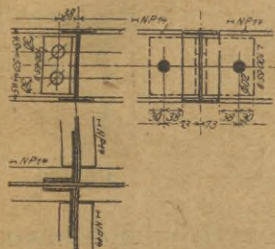


Fig. 62.

Przepisy, dotyczące obliczeń statycznych w budownictwie lądowym, powiadają (w § 16 ust. 8—13):

8. Słupy wolnostojące, jako też części kraty dźwigarów, pracujące na ciśnienie, należy obliczać na wyboczenie wzo-

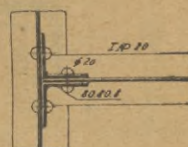
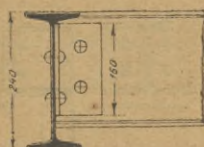


Fig. 63.

rami Tetmajera i Jasińskiego przy pomocy tablic, podających współczynnik wyboczenia dla różnych wartości $\frac{l_w}{i}$, przyjmując długość wolną l_w wedle następującej tablicy:

Słupy wolno stojące o wszechstronnem usztywnieniu końców	0.8 L
Słupy żeliwne	L
Pręty przynitowane do blach węzłowych	0.9 L—L
„ skrzyżowane w połowie długości dla wyboczenia w płaszczyźnie kraty	0.5 L
Pręty skrzyżowane w połowie długości dla wyboczenia prostopadle do pł. kraty	0.67 L
Części pasów w płaszczyźnie kraty	L
Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów stężonych	L

We wzorach powyższych L jest długością teoretyczną pręta.

9. Pręty ściskane o przekroju, złożonym z kilku części, mają być w ciągu swej długości spojone łącznikami w ten sposób, aby pewność przeciw wyboczeniu każdej części z osobna między łącznikami była co najmniej dwukrotnie większa od pewności na wyboczenie całego słupa na całkowitej długości, (o ile obliczenie nie zostanie przeprowadzone w sposób ściślejszy).

10. Przy obliczeniu słupów i prętów ściskanych należy dla obliczenia promienia bezwładności nie potrącać dziur na

nity; natomiast przy obliczeniu przekroju użytecznego należy odjąć ich powierzchnię.

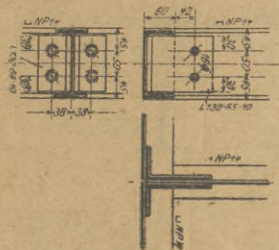


Fig. 64.

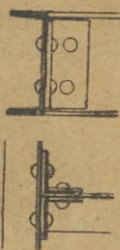


Fig. 65.

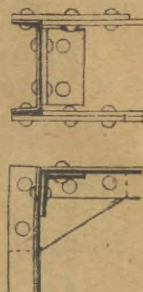


Fig. 66

11. Dla słupów ściskanych, obciążonych mimoosiowo, lub narażonych oprócz obciążenia osiowego także na działanie sił zginających,

należy wyznaczyć złożone natężenia, wywołane obciążeniem i momentem zginającym.

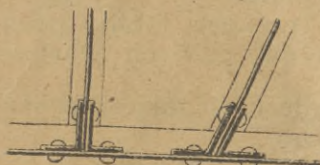


Fig. 67.

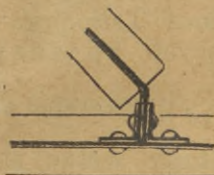


Fig. 68.

12. Jeżeli słupy są sztywnie połączonez belkami,

należy przy obliczeniu słupów uwzględnić wpływ momentów, wywołanych sztywnym połączeniem.

13. Gdy długość słupa „l” jest większa niż 20-krotny najmniejszy wymiar przekroju, to należy moment, wywołany siłą zginającą P, zwiększyć o wartość $0.05 Pl$.

Tymczasowe przepisy budowy i utrzymania mostów drogowych polecają (dział IV, § 51, ust. 8):

8. Części kraty dźwigarów, pracujące na ciśnienie, należy obliczać na wyoboczenie wzorami Tetmajera i Jasińskiego przy pomocy tablic, podających współczynnik wyoboczenia dla różnych wartości $\frac{l_w}{i}$,

przyjmując długość wolną l_w ; wedle następującej tablicy:

Pręty nitowane do blach węzłowych	0.9 L — L
Pręty skrzyżowane w połowie długości, w płaszczyźnie kraty	0.5 L
Pręty skrzyżowane w połowie długości, prostopadłe do płaszczyzny kraty	0.67 L

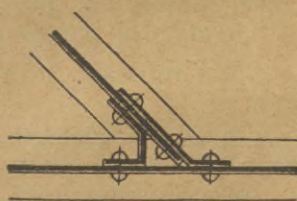


Fig. 69.

Pręty skrzyżowane w połowie długości, prostopadle do płaszczyzny, gdy pręt sztywny krzyżuje się z gibkim . . . 0,75 L
 Części pasów w płaszczyźnie kraty . . . L
 Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów sześcokątnych . . . L

D	$\frac{H}{h} \geq 2,0$	2,5	5	10
$\geq \frac{H-h}{2}$	$l_w = L$	$l_w = L$	$l_w = L$	$l_w = 2L$
$\frac{H-h}{2} > D > \frac{1}{5}(H-h)$	$l_w = L$	$l_w = L$	$l_w = 1,5L$	$l_w = 2,5L$
$\leq \frac{1}{5}(H-h)$	$l_w = L$	$l_w = 1,125L$	$l_w = 1,75L$	$l_w = 3L$

Części pasów w płaszczyźnie prostopadłej do kraty dla pasów niestężonych wedle rys 70 a i 70 b i poniższego zestawienia:

Dla wartości pośrednich należy interpolować wedle linii prostej.

Wolno stojące słupy o wszechstronnem utwierdzeniu 0,8 L.

We wzorach powyższych L jest długością teoretyczną pręta.

Przez I należy rozumieć najmniejszy moment bezwładności dla tych kierunków, dla których wybočenje jest możliwe.

c) Obliczenie fundamentów słupów.

Wielkość podstawy żelaznej słupa oblicza się ze względu na wytrzymałość materiału fundamentu wedle wzoru:

$$F = \frac{P}{k} \dots \dots \dots 10$$

$$\text{wzgl. } \sigma = \frac{P}{F} \text{ (por. fig. 71) } \dots \dots \dots 10 a$$

przyczem naprężenie dopuszczalne wynosi:

- dla cegły na zaprawie wapiennej 7 kg/cm²
- " " " " cementowej 10 "
- " klinkierów na zaprawie cementowej . 15—20 "

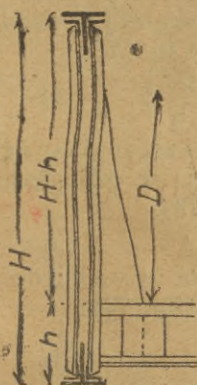


Fig. 70 a.

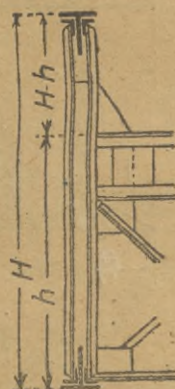


Fig. 70 b.

dla betonu	12—32 kg/cm ²
„ (zależnie od dobroci betonu, ewent. nawet wyżej)	
„ wapna, marmuru i miękkich kamieni	15—30 „
„ piaskowca	15—25 „
„ kamieni twardych	30—65 „

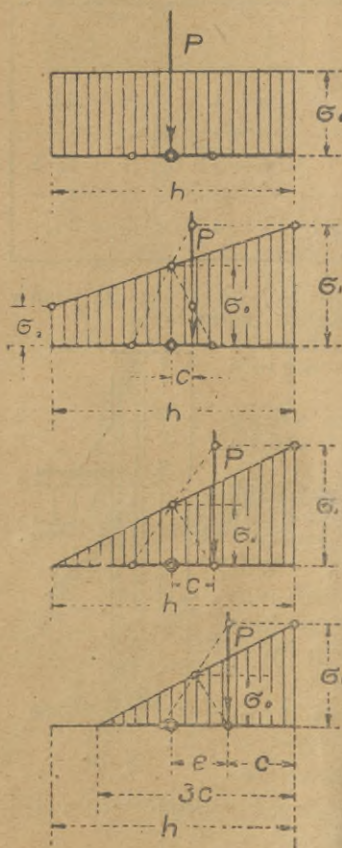


Fig. 71—74.

Zwykle ustawia się słup na osobnym kamieniu ciosowym, spoczywającym na murze ceglany. Jeżeli naprężenia są jeszcze za wielkie, wykonuje się kilka najwyższych warstw cegieł na cemencie.

Jeżeli słupy przenoszą prócz siły osiowej także moment zginający — to największe ciśnienie na grunt wynosi:*)

jeżeli wypadkowa pozostaje wewnątrz rdzenia (jądra) podstawy (dla podstawy prostokątnej w środkowej trzeciej części) fig. 72:

$$\max \sigma = \sigma_0 \left(1 + \frac{bc}{h}\right) \quad 11$$

jeżeli wypadkowa zaczepia w ordziennej przekroju, tj. w odległości $\frac{1}{4} h$ od środka (fig. 73):

$$\max \sigma = 2\sigma_0 \quad 11a$$

jeżeli wypadkowa wychodzi z rdzenia przekroju (fig. 74):

$$\max \sigma = \frac{2P}{3be} \quad 11b$$

We wzorach tych oznacza:

$$\sigma_0 = \frac{P}{F} = \frac{P}{bh}$$

b = szerokość podstawy, h = długość podstawy, mierzona w płaszczyźnie działania siły (w płaszczyźnie

nie rysunku), c = mimośród siły, e = odległość siły od zewnętrznej krawędzi podstawy.

§ 9. Konstrukcja słupów żelaznych

A) Słupy żeliwne (żelazne lane) mają najczęściej przekrój trzonu okrągły (fig. 75 a), wewnątrz pusty, po

*) Por. aut. Statyka budowli, str. 172 i 223.

stronie zewnętrznej czasem rowkowany (fig. 75 b). Niekiedy daje się przekrój pusty kwadratowy, a w wystawach sklepowych złożony, wedle fig. 75 c. Wysokość zwykle do 4,00 m, średnica d , wzgl. bok kwadratu b od 100 do 400 mm, grubość

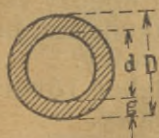


Fig. 75 a.

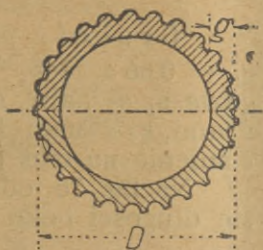


Fig. 75 b.



Fig. 75 c.

ścian $g = 10-35$ mm. Jako grubość normalną przyjąć można $g = 6 + 0,06 d$ (w mm).

Słupy mniejsze odlewa się w całości z głowicą i podstawą, które łączą się zwykle z trzonem zapomocą 4-8 że-

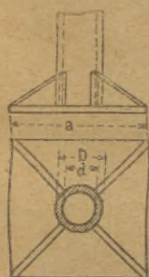


Fig. 76.

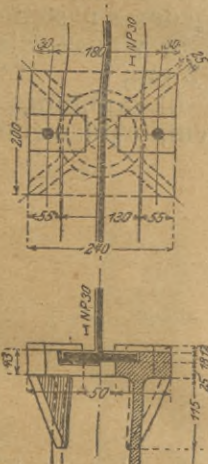


Fig. 77 a.

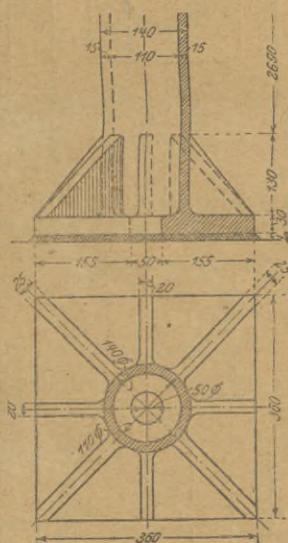


Fig. 77 b.

ber o grubości 20-30 mm (por. fig. 76-77). Jeżeli średnica głowicy wzgl. podstawy jest niewiele większa od średnicy trzonu, to żebra można opuścić; podstawa może być wtedy kwadratowa (fig. 78) lub okrągła.

Słupy większe mają głowicę i podstawę osobną, połączoną z trzonem na kołnierze (fig. 79, 80), przyczem długość

założona równa jest podwójnej grubości słupa (2g). Powierzchnię styku obrabia się bardzo dokładnie lub podkłada się 3—5 mm ołowiu.

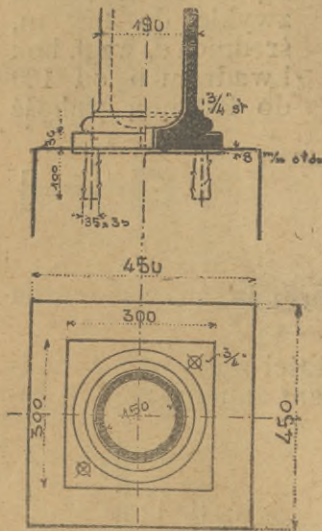


Fig. 78.

o grubości conajmniej 3—4 cm, wpuszczonych w cios; sposób rzadziej używany;

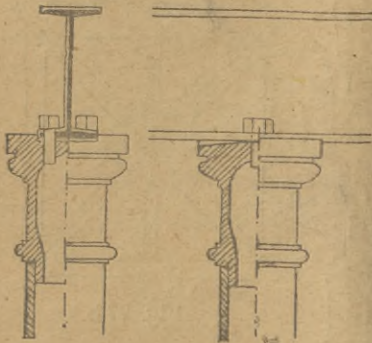


Fig. 79.

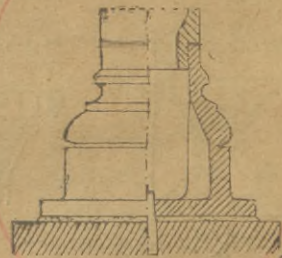


Fig. 80

c) zapomocą 2—4 śrub do kamienia dołem o kształcie ściętego ostrosłupa z nacięciami $d = \frac{3}{4} - 1''$, $l = 8 - 10 d$ osadzonych na cemencie w gniazdach, zrobionych w ciosie (fig. 78);

Grubość płyty podstawowej

$$g_1 = 0,05 a_1 \sqrt{k_c} \quad \dots \quad 12$$

gdzie a_1 = najw. odstęp między żebrami, k_c = naprężenie dopuszcz. na ciśnienie na cios podporowy.

Na fig. 76 odstęp żeber równa się długości boku podstawy.

$$\text{Wysokość żebra } w = 0,11 \sqrt{\frac{Pe}{ng_2}} \quad 12a$$

gdzie P = siła w słupie,

n = ilość żeber,

g_2 = grubość żebra (20-30 mm),

e = pozioma długość żebra.

Płytę podstawową słupów osadza się zwykle na podstawie ciosowej na 10—15 mm grubej warstwie zaprawy cementowej i utwardza w jeden z następujących sposobów:

a) wpuszczając płytę w cios na 1—2 cm;

b) zapomocą żeber krzyżowych

d) zapomocą trzpienia o takichże wymiarach (fig. 80 i 81).

Odległość gniazd na śruby lub żebra od brzegu ciosu wynosi co najmniej 6 do 10 cm.

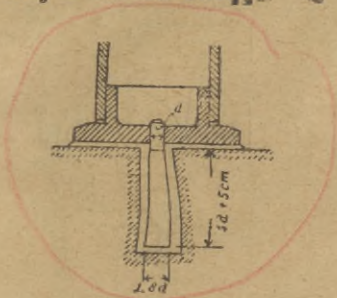


Fig. 81.

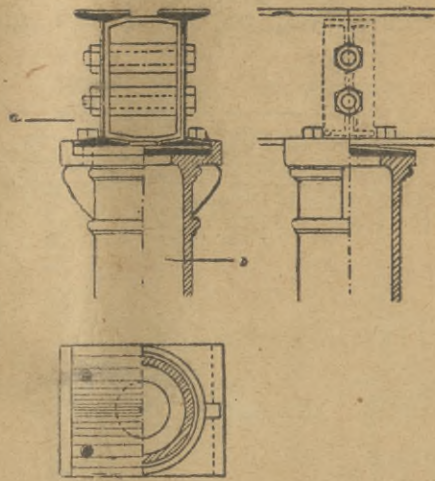


Fig. 82.

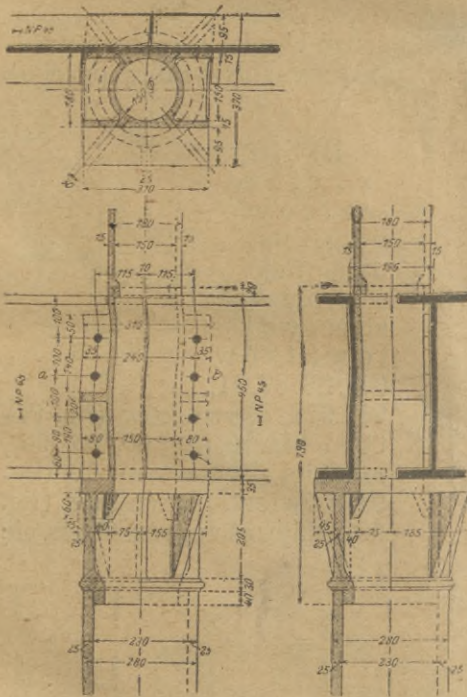


Fig. 84.

Najczęściej używa się sposobu a) w połączeniu z c) lub d).

Dźwigary umieszcza się na słupach zwykle na łukowato wygiętej powierzchni górnej, dając po bokach rąbki (fig. 79, 82), aby uzyskać osiowe przeniesienie siły; jeżeli słup przechodzi przez parę pięter, to najlepiej belkę przepuścić przez środek słupa (fig. 83); można ją też umieścić na wsporniku (fig. 84). — Zwykle część słupa pośrednią odlewa się osobno i łączy z trzosem na śruby (fig. 83). Można jednak oprzeć belkę



Fig. 83.

na słupie dolnym, a słup górny na belce (fig. 85). Słupów przegubowych używa się tam, gdzie mają one zastąpić ło-

wana Hauer

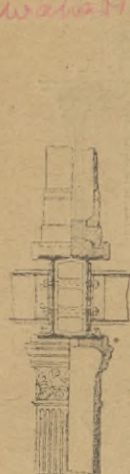


Fig. 85.

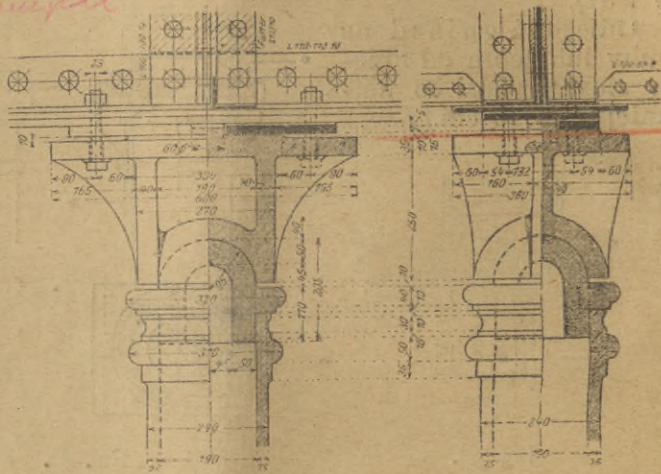


Fig. 86.

żyisko ruchome belki, lub gdzie bardzo chodzi o osiowe przemieszczenie siły. Wtedy głowica i podstawa otrzymują przegub np. wedle fig. 86 i 87.

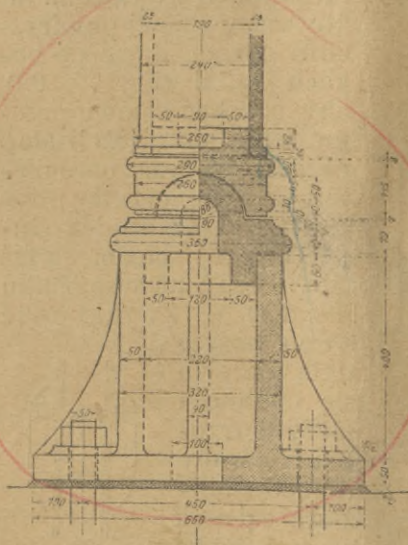


Fig. 87.

B) Słupy z żelaza walcowanego posiadają najczęściej przekrój złożony z kątowników (fig. 88, 89, 91, 92, 97), ceowników (fig. 94-96) i blach (fig. 90, 93, 96), rzadziej dwuteowników (fig. 98) i ćwierćkątowników (fig. 99). Najczęściej rozstawia się

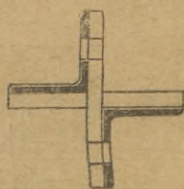


Fig. 88.



Fig. 89.



Fig. 90.



Fig. 91.

kształtownicy tak, aby momenty bezwładności dla osi x i y były równe, ($I_x = I_y$), np. dla fig. 94 w odstępie

$$b = \sqrt{\frac{I_x - I_y}{A}} - c \quad \dots \quad 13 \quad (\text{por. przykł. 11}).$$

Dla przekrojów, których nity wchodzą w środek (np. fig. 91, 95) odstęp między kształtownikami musi wynosić co najmniej 4—5 cm. Przekroje 88—90 używane są dla małych, przekroje pozostałe dla większych obciążeń; dla bardzo znacz-

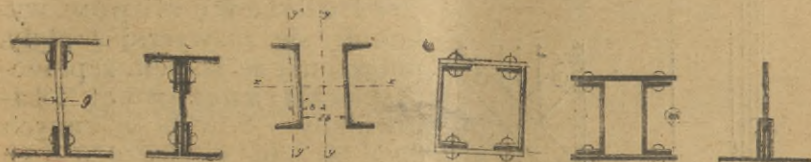


Fig. 92. Fig. 93. Fig. 94. Fig. 95. Fig. 96. Fig. 97.

nych obciążeń używa się dźwigarów, złożonych z większych blach i kształtowników (np. fig. 101)*); dla słupów o jednym



Fig. 98a. Fig. 98b. Fig. 99. Fig. 100.

wymiarze wydłużonym (np. słupy wystaw sklepowych) szeregu kształtowników obok siebie (fig. 100). Kształtownicy rozstawione łączy się zapomocą:

a) wkładek (podkładek), jeżeli odstęp ich jest niewielki (fig. 102) lub

b) przyładek z płaskowników $\frac{5}{8}$ — $\frac{3}{8}$, rzadziej kątowników, tworzących kratę (fig. 103) łączonych na 1 nit, lub wreszcie zapomocą

c) przyładek szerokich łączonych na 2—3 nity (fig. 104). Odstęp łączników wy-

nosi 30 i do 50 i, gdzie i jest promieniem bezwł. jednego kształtownika. Jeżeli poszczególne części słupa są zetknięte

*) Kształt niekorzystny z uwagi na rozmieszczenie nitów.

bezpośrednio (np. fig. 90), to odstęp nitów wynosi 8—10 d (d = średnica nitu).

Przepisy M. R. P. powiadają (§ 14,9):

Pręty ciśnione o przekroju, złożonym z kilku części, mają być w ciągu swej długości spojone łącznikami w ten sposób, aby pewność przeciw wyboczeniu każdej części z osobna między łącznikami była co najmniej dwukrotnie większa od pewności nawłoczenia całego słupa na całkowitej długości (o ile obliczenia nie przeprowadzono w sposób ściślejszy).

Podstawę słupów wykonuje się zazwyczaj z płyty, połączonej ze słupem za pomocą blach trapezowych i kątowników równoramiennych $60 \times 60 \times 6$ — $120 \times 120 \times 12$ zależnie od wielkości dźwi-

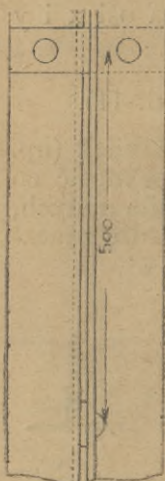


Fig. 102.



Fig. 103.

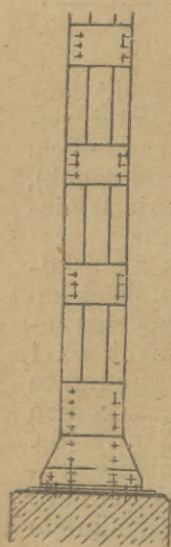


Fig. 104.

garów, z których słu p się składa. Dobrze jest użyć kątowników nierównoramiennych, umieszczonych dłuższym ramieniem poziomo (por. fig. 106). Kątowniki dajemy również w kierunku poprzecznym (por. fig. 105—110). Grubość płyty podstawowej

$$g = 0,028 \sqrt{\sigma} \cdot 14$$

zwykle 10—15 mm. Kątowniki poziome i blachy trapezowe winny zachodzić możliwie daleko dla

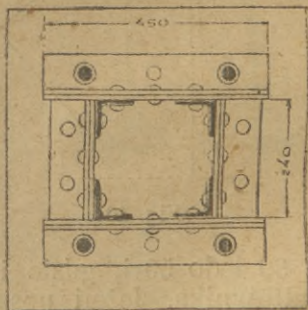
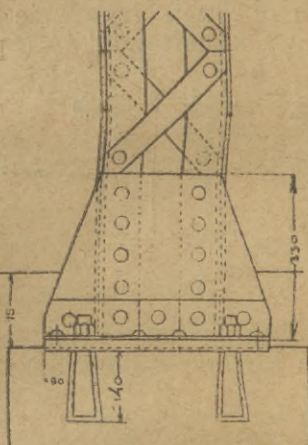


Fig. 105.

usztynienia podstawy, nie mniej niż 5–10 mm od brzegu. Płytę osadza się na cemencie i utwierdza śrubami do kamienia.

Fig. 108. przedstawia podstawę słupa złożonego z ćwierćkołowników. Kątowniki podstawowe wygięte są wedle fig. 109.

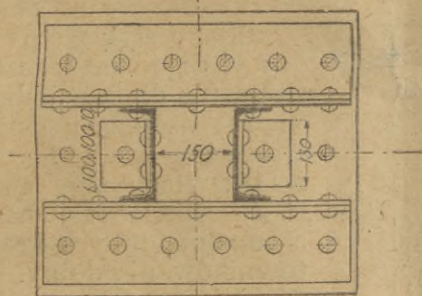
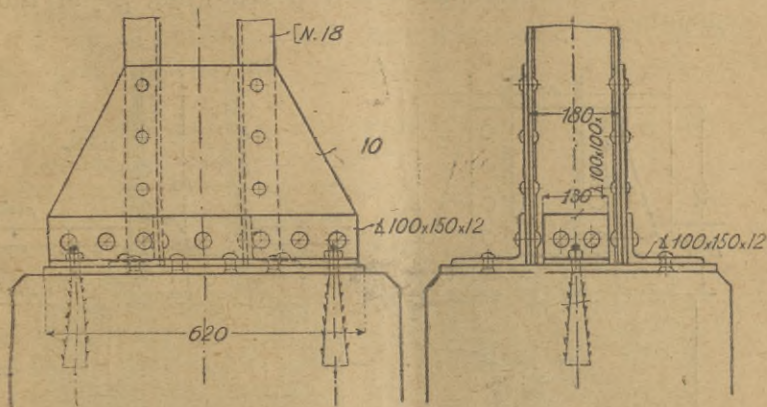


Fig. 106.

niego, opartego na ceowniku przy pomocy kątowników.

☞ Zupełnie podobnie wykonuje się głowicę słupów walcowanych (fig. 112—114). Płyta może tu przecież mieć wymiary mniejsze, dostosowane do wielkości belek, leżących na niej. Belki umieszcza się przy pomocy nitów, nitowanych na miejscu, albo lepiej śrub.

☞ Jeżeli słupy przechodzą przez kilka pięter, to zwykle mają we wszystkich przekrój podobny, wzmacniany ku dołowi

a) zapomocą przykładek (fig. 115 i 116);

b) przez dodanie nowych kształtowników dołem, np. przechodząc z przekroju fig. 88 w przekrój fig. 89, por. fig. 115.

Fig. 110. przedstawia słup o podstawie, którą trzeba było usztynić bardzo silnie z powodu jej wielkich wymiarów. — Prócz dwu głównych blach trapezowych mamy tu cztery drugorzędne, idące prostopadle do pierwszych. Kątowniki drugorzędne leżą na podkładkach.

Fig. 111. przedstawia podstawę słupa ściennego.

c) przez zwiększanie kształtowników tego samego typu lub ich rozstawienie (fig. 117);

d) można wreszcie dać górną zupełnie inne kształtowniki, co zresztą robimy b. rzadko.

W Styk słupów przechodzących przez kilka pięter można skonstruować:

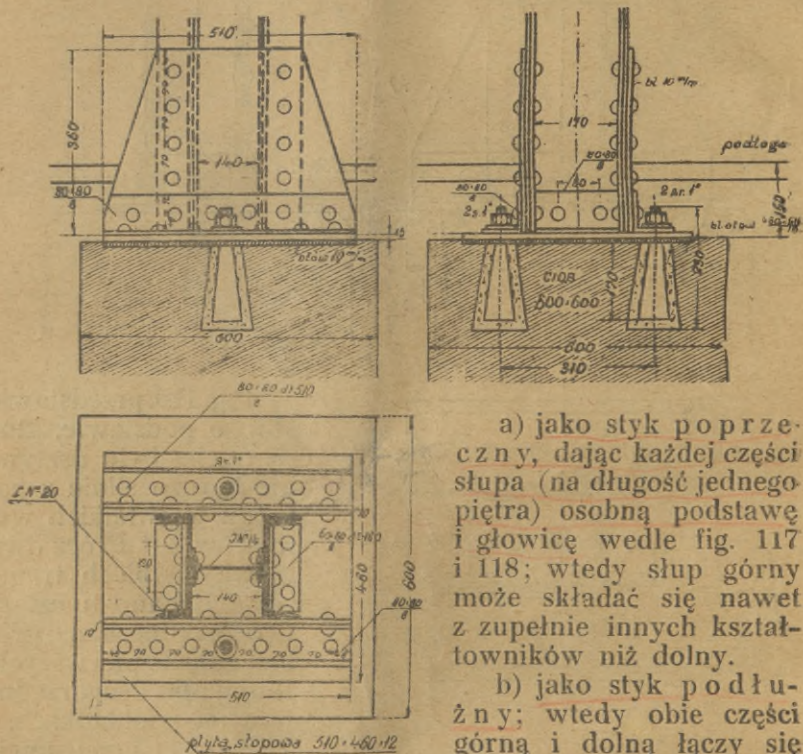


Fig. 107.

a) jako styk poprzeczny, dając każdej części słupa (na długość jednego piętra) osobną podstawę i głowicę wedle fig. 117 i 118; wtedy słup górny może składać się nawet z zupełnie innych kształtowników niż dolny.

b) jako styk podłużny; wtedy obie części górną i dolną łączy się zapomocą przyładek lub przeprowadzając wskrós część kształtowników.

Dźwigary stropowe, dochodzące do słupa, łączy się najczęściej na kątowniki por. fig. 119 i 120. Jeżeli słup się kończy, można też położyć je wprost na płycie głowicowej słupa (fig. 113 i 114). Dla kształtowników o powierzchni krzywej n. p. ćwierćkołowników można użyć kątowników wygiętych (fig. 120), czego jednak staramy się unikać, z uwagi na trudniejszą robotę. Sposoby te mają jednak tę wadę, że przenoszą ciężar na słup mimośrodkowo, a przez to wyginają go. Jeżeli więc konstrukcja słupa na to pozwala, dobrze jest wpuścić dźwigar, zwłaszcza jednostronny,

w środek słupa, opierając go na poprzeczce, n. p. wedle fig. 121.

Jeżeli budynek o słupach (ścianach) żelaznych posiada tor suwnicowy (żurawiowy), to umieszczenie tegoż na słupie można wykonać:

a) dla ciężkich suwnic (żurawi) wedle fig. 122, kładąc belkę toru na osobnej części słupa, co wymaga wielkiej podstawy;

b) wedle fig. 123, umieszczając ją na wsporniku (tylko dla małych obciążeń suwnicą); w tym razie trzeba słup obliczać na moment zginający, bardzo niekorzystnie wpływający na ilość materiału;

c) wedle fig. 124 sprawdzając osobny dźwigar podtrzymujący tor do wspólnej podstawy ze słupem; powstaje wtedy konstrukcja pośrednia między a) i b), dająca tę korzyść, że słup niema tak niekorzystnych naprężeń zginających, a z drugiej strony ma niewielką podstawę

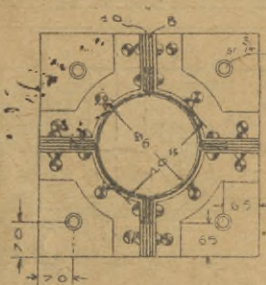
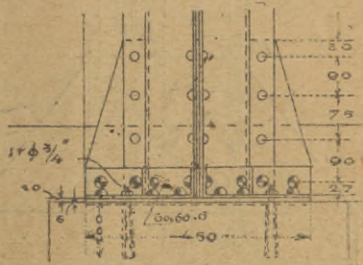


Fig. 108.

C) Słupy zakotwione.

Jeżeli na słup przenosi się prócz siły cisnącej P także moment zginający M (względnie siła pozioma H , przyczem $M = Hh$), to wymiary słupa oblicza się wedle wzoru

$$k \geq \frac{P}{F} + \frac{M}{W} \dots \dots \dots 15$$

Naprężenia cisnące w podstawie takiego słupa rozkładają się wedle fig. 71.

Jeżeli zaś może zająć obawa, że wypadkowa R wyjdzie poza płytę podstawową, to słup należy utwierdzić w fundamencie, co uskuteczniamy najczęściej przy pomocy kotew wien wpuszczanych. Kotwy rozstawia się możliwie daleko, aby ramię ich działania było jak największe. Zazwyczaj kotwy daje się obustronnie.



Fig. 109.

Obliczenie kotew fundamentowych nie zostało dotąd ujednostajnione. Zakładając, że naprężenie krawędziowe na ściskanie nie powinno przekraczać granicy dopuszczalnej, otrzymamy (fig 125) położenie osi obojętnej

$$x = \frac{3}{2} \left(m \pm \sqrt{m^2 - \frac{8}{k_c} \frac{M + Pc}{b}} \right) \dots \dots \dots 15 a$$

$$C = k_c \frac{b x}{2} - P \dots \dots \dots 15 b$$

(w kilogramach i centymetrach). C jest siłą rozciągającą w kotwie.

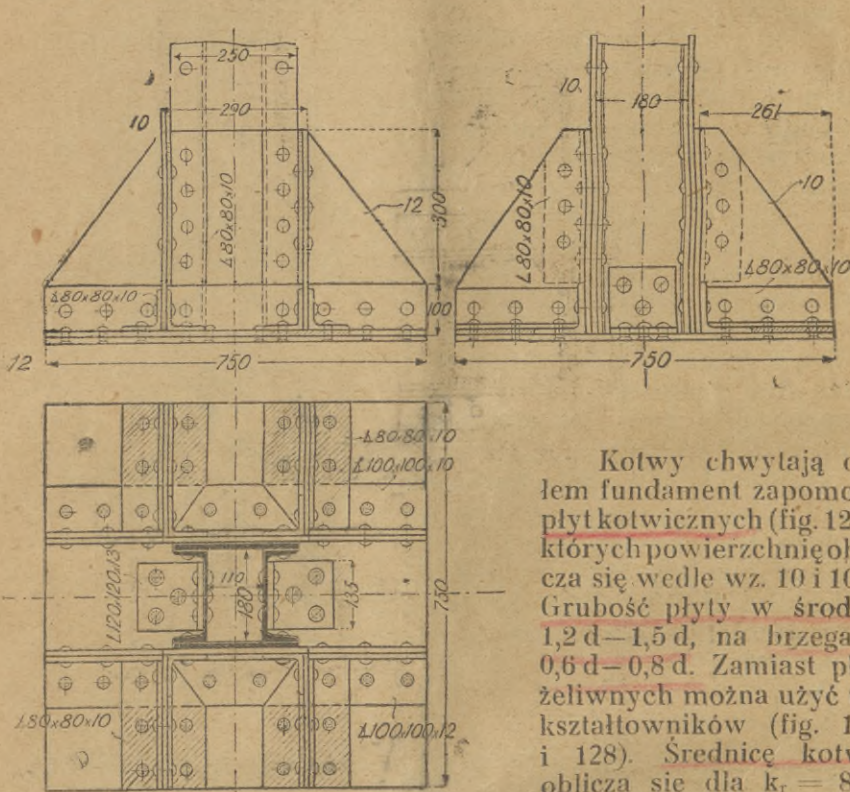


Fig. 110.

Kotwy chwytają dołem fundament zapomocą plyt kotwicznych (fig. 126), których powierzchnię oblicza się wedle wz. 10 i 10.a. Grubość płyty w środku 1,2d—1,5d, na brzegach 0,6d—0,8d. Zamiast płyt żelaznych można użyć też kształtowników (fig. 127 i 128). Średnice kotwy oblicza się dla $k_r = 800$ kg/cm² ze wzoru:

$$d = \sqrt{\frac{4 C}{\pi k_r}} = 0,04 \sqrt{C} \dots \dots \dots 15 c$$

dla $k_r = 1000$ kg/cm² (granica określona przez Ministerstwo Robót Publicznych) otrzymujemy:

$$d = 0,36 \sqrt{C} \dots \dots \dots 15 d$$

Zakotwić słup można również, wpuszczając jego dolną część w fundament betonowy (fig. 129).



Fig. 111.

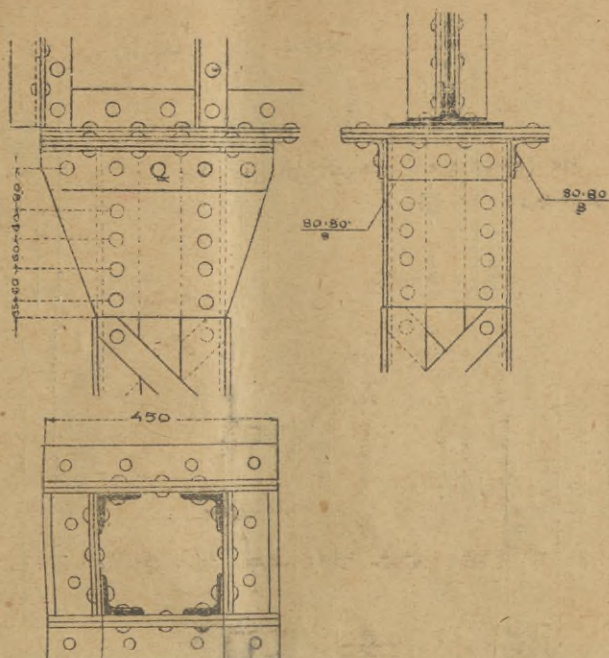


Fig. 112.

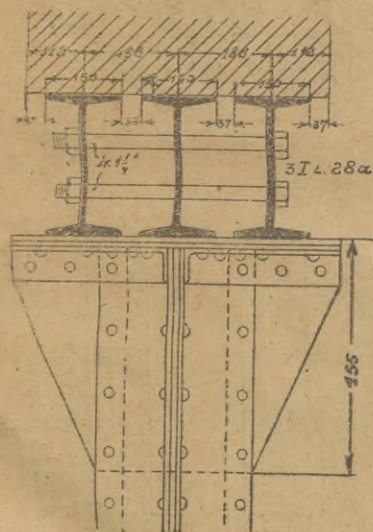


Fig. 113.

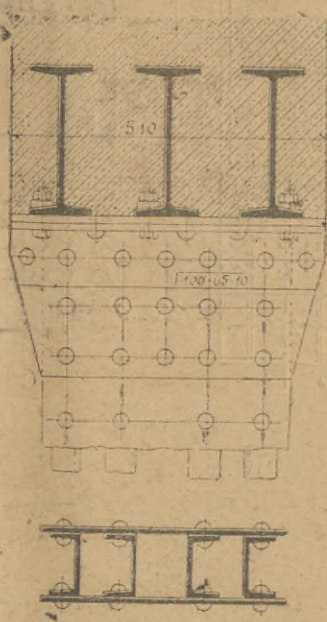


Fig. 114.



Fig. 115.



Fig. 116.

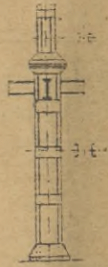


Fig. 117.

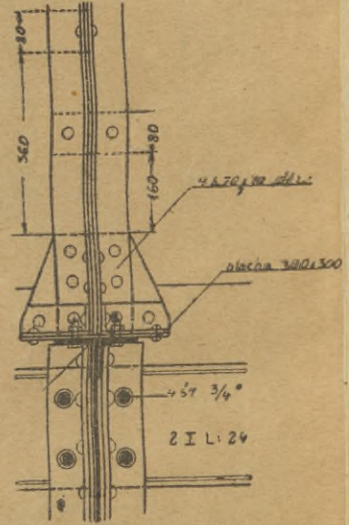
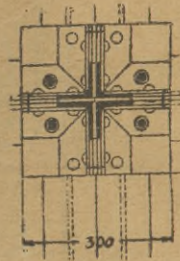


Fig. 118.

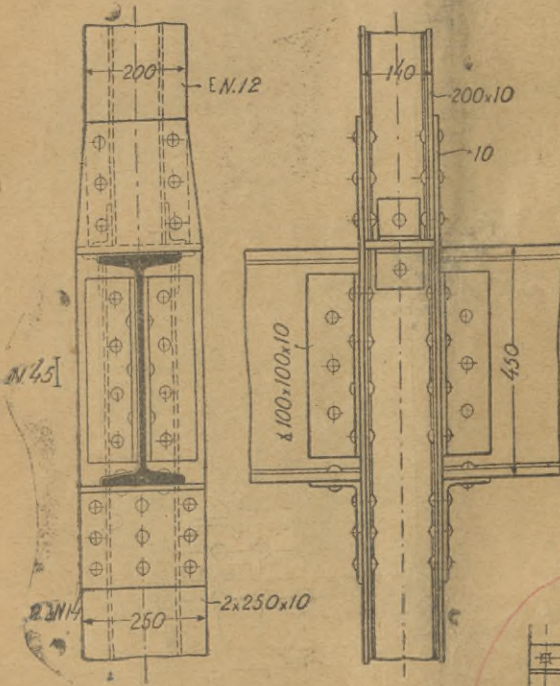


Fig. 119.

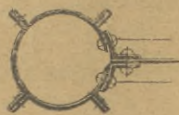


Fig. 120.

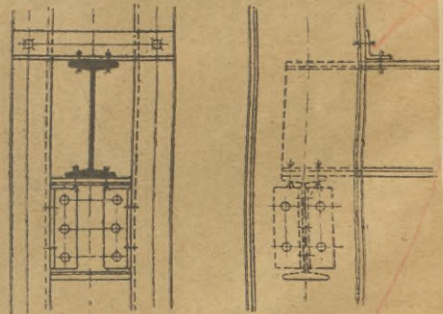


Fig. 121.



Fig. 122.

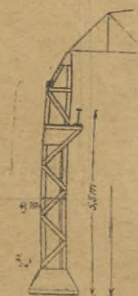


Fig. 123.

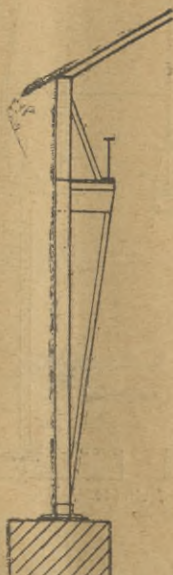


Fig. 124.

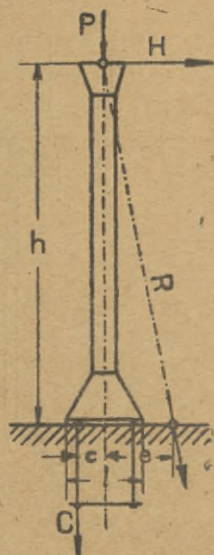


Fig. 125 a.

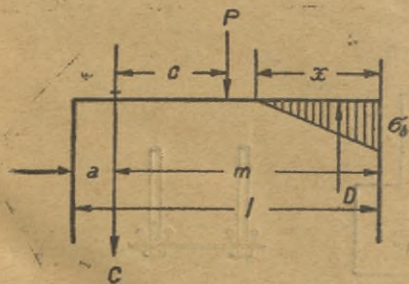


Fig. 125 b.

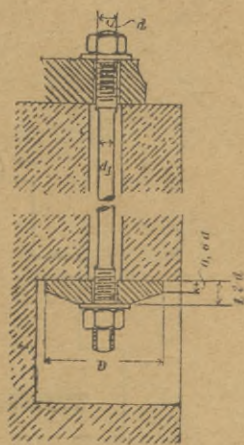


Fig. 126.

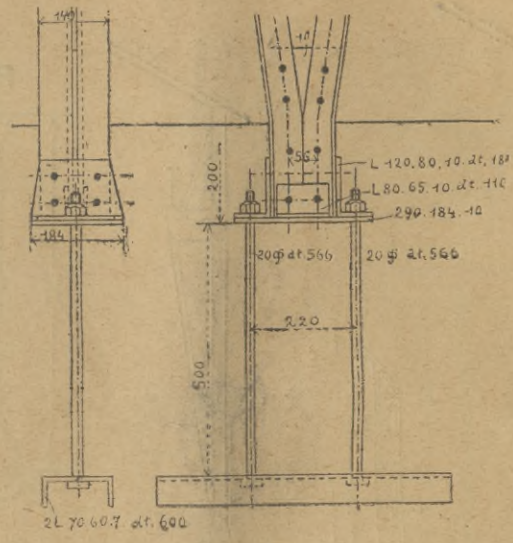


Fig. 127.

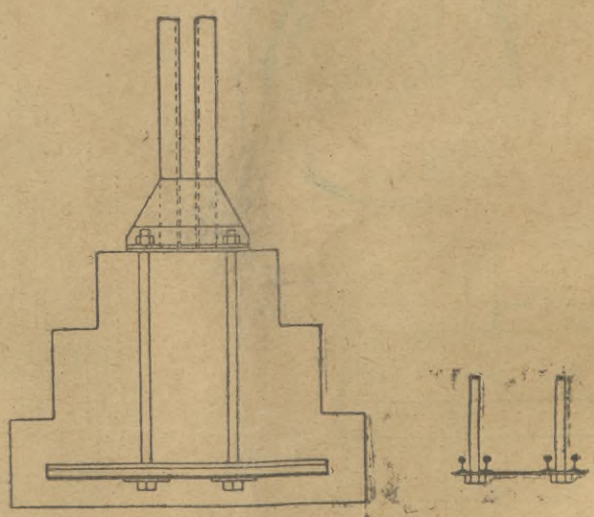


Fig. 128.

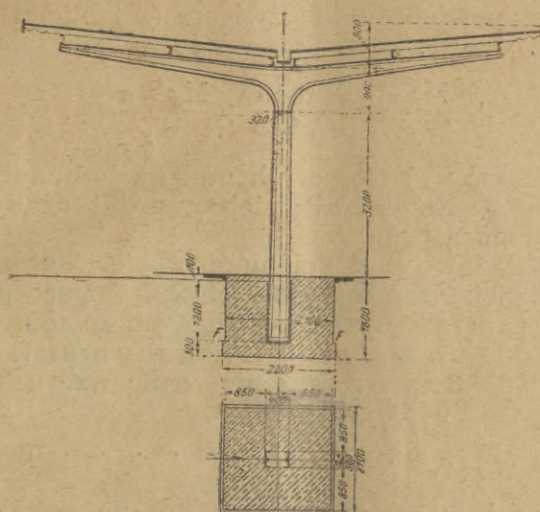


Fig. 129.

IV. BELKI ŻELAZNE O ŚCIANIE PEŁNEJ

Belki żelazne o ściance pełnej dzielą się na:

- a) belki lite
- b) belki nitowane.

§ 10. Belki lite

Na belki zginane używa się najczęściej dwuteowników (dźwigarów I); rzadziej ceowników (dźwigarów U), wtedy mianowicie, gdy chodzi o jedną ścianę gładką (np. przy ścianach) lub też o większą szerokość stopyki (n. p. dla umieszczenia rątu).

Obliczenie dźwigarów:

a) Jeżeli moment M działa w płaszczyźnie osi głównej, to potrzebny moment wytrzymałości belki znajdziemy z wzoru:*)

$$W = \frac{M}{k_g} \dots \dots \dots 16$$

b) Jeżeli moment działa w płaszczyźnie nachylonej pod kątem α do osi głównej, to

*) Por. aut. Statyka budowli str. 131.

przyjmujemy pewien profil dźwigara (z tablic) i obliczamy naprężenie z wzoru:*)

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{M \cos \alpha}{W_x} + \frac{M \sin \alpha}{W_y} \dots 17$$

przyczem σ musi być równe lub mniejsze od naprężenia dopuszczalnego k_g . Najodpowiedniejszy profil dźwigara znajduje się zapomocą prób.

Jeżeli składowa pozioma momentu jest bardzo znaczna, używa się belek szerokostopowych lub nawet paru belek obok siebie umieszczonych i połączonych ze sobą.

c) Jeżeli na belkę działa moment M i siła osiowa P , obliczamy naprężenie wedle wzoru:**)

$$\sigma = \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \dots 18$$

Jeżeli na belce spoczywa mur, to dla wysokości tegoż niewielkiej (n. p. jednopiętrowej) przyjmuje się obciążenie równe ciężarowi części muru ograniczonej liniami pionowymi, przechodzącymi przez osi łożysk dźwigara (por. przykł. 15).

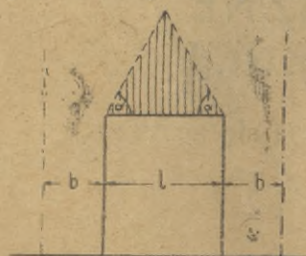


Fig. 130.

Dla większej wysokości murów uwzględnić należy, że część muru, leżącego nawet nad dźwigarem, wspiera się na filarach, podtrzymujących go. Dlatego też przyjmuje się w tym wypadku, że na belkę działa ciężar muru ograniczonego liniami, wychodzącymi z podpór pod kątem 60° (fig. 130), por. przepisy M. R. P. (tablice w niniejszej książce), gdzie warunki takiego obciążenia podane są bardzo dokładnie.

W budownictwie żelaznym unika się o ile możności belek ciągłych, gdyż nierówna wysokość podpór, np. poddanie się jednej z podpór większe niż drugiej, zmienia odrazu wielkość momentów zginających, a tem samem powoduje niepewność obliczenia. W razie, jeżeli belka leży na kilku podporach, dajemy więc na podporach pośrednich takie połączenie, które nie przenosi momentu zginającego, t. j. małą ilość nitów, przykładki o niewielkim momencie bezwładności, zaś dziury z jednej strony podłużne, aby końce belek mogły się przesuwac (por. fig. 33.).

*) Por. aut. Statyka budowl. str. 159.

***) Por. aut. Statyka budowl. str. 165.

Ugięcie belek litych powinno być mniejsze od $\frac{1}{500}$ rozpiętości belki w świetle.

$$f \leq \frac{1}{500} l \quad \dots \dots \dots 19$$

Z uwagi na ugięcie powinna być wysokość dźwigara równa lub większa od $\frac{1}{20} - \frac{1}{25}$ rozpiętości

$$w \geq \frac{1}{20} - \frac{1}{25} l \quad \dots \dots \dots 19 a$$

Rozpiętość podporową belek, opartych bezpośrednio na murze lub ciosie, przyjmuje się $L = 1,05 l$, gdzie l jest rozpiętością w świetle. O ile belka spoczywa na łożyskach, przyjmuje się L równe odległości osiowej łożysk.

Jeżeli jedna belka żelazna nie wystarczy, kładziemy obok siebie dwie lub trzy (t. zw. dźwigary bliźniacze), przyczem łączymy je z sobą mniej więcej co 1,50 m śrubami, do ustalenia których użyć można:

a) rur gazowych o średnicy nieco większej od średnicy śrub łączących (fig. 131 a) (połączenie słabe);



Fig. 131 a.

Fig. 131 b.

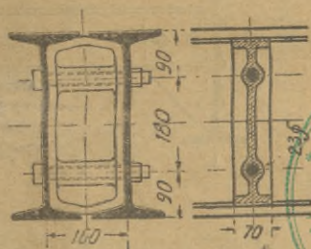


Fig. 132.



b) belek drewnianych, wstawionych pomiędzy belki i połączonych z nimi śrubami (sposób rzadko używany i gorszy);

c) dźwigarów żelaznych (fig. 131 b),

d) przepon żeliwnych (fig. 132); zwykle przyjmujemy:

średnicę otworu $d = 12 + \frac{w}{3}$ mm;

szerokość podstawy $b = 3,0 + \frac{5w}{4}$ (zaokrąglone na dziesiątki mm);

grubość ścianki $g = 6 + \frac{w}{3}$ (co najmniej 10 mm); odległość otworów $e = 0,4 w$.

Ilość śrub łączących:

Nr dźwigara	Ilość śrub	Odstęp e
8—16	1	— — —
17—40	2	0,45 w
42—50	3	0,30 w

Przepony takie są stosunkowo bardzo kosztowne.
Belki bliźniacze połączyć można nadto:

e) przy pomocy nakładek wspólnych; wtedy mamy jednak właściwie belki nitowane (por. § 11)

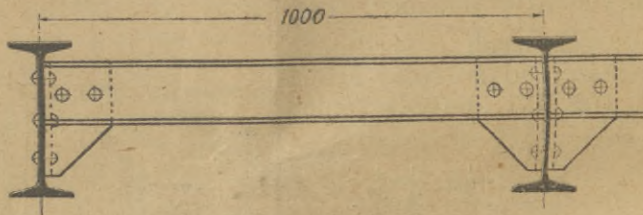


Fig. 133.

f) przy pomocy stężeń poprzecznych (fig. 133 i 134).
Dla stężeń budowli zaopatrujemy dźwigary żelazne stropowe w kotwy, które wykonuje się najczęściej wedle fig. 135, przyczem poziome ścięgno ma zwykle wymiary 60×8 do 70×10 , zaś pionowy klucz te same lub nieco większe. Dla większych dźwigarów i większych sił klucz stanowi kątownik przy-

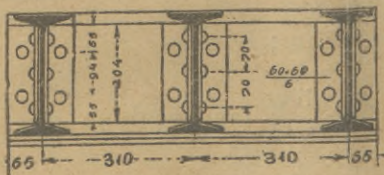


Fig. 134.

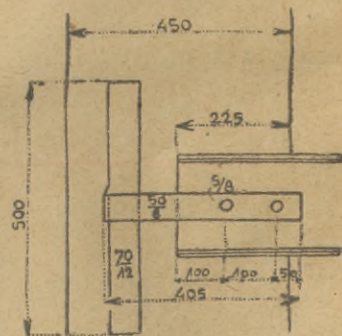


Fig. 135.

twierdzony do ścięgna za pomocą blachy węzłowej (fig. 136).
W braku miejsca można zastosować kątownik $80 \times 80 \times 10$

do $100 \times 100 \times 10$ dł. 700, mm przynitowany na pasie górnym wedle fig. 146. Kotwy dajemy zwykle na głównych dźwigarach, nad filarami okiennymi, na podciągach i t. d., wogóle tak, aby stężyć należycie budowlę.

§ 11. Belki nitowane

Dla większych obciążeń używa się niekiedy dźwigarów z nanitowanymi blachami, jednakowoż rzadko, gdyż nitowanie na stopce o powierzchni pochylej jest bardzo niewygodne.

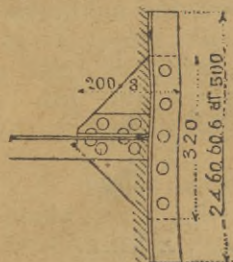


Fig. 136.

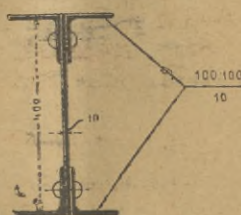


Fig. 137.



Fig. 138

Najczęściej używa się w takim wypadku t. zw. blachownic czyli belek blaszanych (por. fig. 137 i 138). Składają się one z blachy stojącej, zwanej też środknikiem lub duszą, z czterech kątowników, oraz z nakładek, dodawanych w miarę potrzeby. Wyjątkowo używa się blachownicy o dwu kątownikach, gdy chodzi o jedną ścianę gładką (fig. 139).

Zwykle przyjmujemy: grubość blachy stojącej 8—10 mm dla mniejszych obciążeń, 12 mm dla większych obciążeń i wyższych blach;

wysokość blachy $H = \frac{1}{10}$ do $\frac{1}{15}$ rozpiętości, przyczem najmn. $H = 40-50$ cm.

Wymiary kątowników od $60 \times 60 \times 8$ dla małych blachownic i od $80 \times 80 \times 8$ do $100 \times 100 \times 12$ dla średnich, rzadko w budownictwie lądowym do $120 \times 120 \times 14$.

Wygodne są kątowniki nierównoramienne, poczynając od $60 \times 90 \times 8$, jednakowoż trudniej je dostać.

Grubość jednej nakładki 8—14 mm; najmn. szerokość $b = 2b_1 + g_1$, gdzie b_1 jest szerokością kątownika, zwykle jednak przyjmujemy:

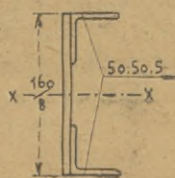


Fig. 139.

$$b = 2b_1 + g_1 + (3 \text{ do } 5) \text{ cm.} \quad \dots \quad 20$$

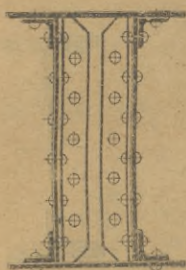
Największa sumaryczna grubość nakładek nie powinna wynosić więcej niż 4 d.

Rozpiętość rachunkowa belki L równa jest odległości od środka do środka łożysk. Zwykle

$$L = l + (50 \text{ do } 60) \text{ cm} \quad \dots \quad 20a$$

gdzie l jest rozpiętością w świetle.

Dla bardzo znacznych obciążeń, a niewielkiej dopuszczalnej wysokości używamy blachownic skrzynkowych, skonstruowanych podobnie jak blachownice zwykłe, ale o 2 lub 3 ściankach, które są połączone nakładkami (fig. 140). Jedna ścianka ma wtedy zwykle 4 nanitowane kątowniki, następne tylko po dwie dla łatwiejszego nitowania, lub też, częściej, wszystkie ścianki mają po dwa kątowniki.



Jeżeli belka ma dźwigać ciężar szeroko rozłożony, można też dać t. zw. blachownice bliźniacze (fig. 140 a), z których każda ma oddzielne nakładki.

Obliczenie blachownicy

Blachownica może składać się z przekroju zasadniczego bez nakładek lub też może je mieć. Dlatego w miejscach, gdzie większy moment zgięcia wymaga większego momentu wytrzymałości, dajemy większą ilość nakładek. Prócz tego pamiętać należy o odciągnięciu od przekroju rzeczywistego nitów, osłabiających go. Ponieważ nity poziome i pionowe dajemy naprzemiennie, przeto od powierzchni przekroju odejmuje się w danym miejscu tylko albo jedno, albo drugie: te mianowicie, które są bardziej oddalone od osi obojętnej. W przekroju bez nakładek odliczamy więc nity poziome; w przekroju z nakładkami — pionowe. Blachownicę trzeba więc przeliczać w kilku miejscach.

Najłatwiej obliczyć blachownicę przy pomocy tablic, z których kilka dołączono na końcu książki. Wtedy przyjmuje się dla największego momentu zgięcia przekrój z 2 lub 3 nakładkami, a następnie w miejscach o mniejszym momencie zgięcia przy tym samym przekroju zasadniczym kolejno opuszcza się po jednej nakładce. W tablicach uwzględnione są już dziury na nity.

Najłatwiej obliczyć blachownicę przy pomocy tablic, z których kilka dołączono na końcu książki. Wtedy przyjmuje się dla największego momentu zgięcia przekrój z 2 lub 3 nakładkami, a następnie w miejscach o mniejszym momencie zgięcia przy tym samym przekroju zasadniczym kolejno opuszcza się po jednej nakładce. W tablicach uwzględnione są już dziury na nity.



Fig. 140 a.

Nie mogąc lub nie chcąc stosować tablic, można obliczyć moment bezwładności blachownicy (fig. 141) bez nakładek, z potrąceniem dziur na nity poziome z wzoru:

$$I_0 = \left[\frac{1}{12} (2b_1 + g_0) H^3 - 2c_1 h_1^3 - 2c_2 h_2^3 - 2d (2c_2 + g_0) \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)^2 \right] \quad 21$$

zaś moment wytrzymałości z wzoru: $W_0 = \frac{2 I_0}{H} \quad \dots \quad 22$

We wzorze 21 oznacza b_1 szerokość jednego kątownika, zaś g_0 grubość ścianki.

Następnie oblicza się (przybliżoną) grubość nakładek w kilku miejscach z wzoru*):

$$g_w = \frac{M_w - M_0}{(b - 2d) H k} \quad \dots \quad 23$$

We wzorze tym oznacza:

M_w = moment zgięcia w danym miejscu,

M_0 = największy moment zgięcia, jaki może przenieść przekrój zasadniczy — ($M_0 = W_0 k$).

Jeżeli bowiem $W_w - W_0 = W_n$ oznacza tę część momentu wytrzymałości, którą mają przejąć nakładki, to w przybliżeniu $W_n = F_n H = (b - 2d) g_w H$ (gdzie F_n jest powierzchnią jednej nakładki), a stąd:

$$g_w = \frac{W_n}{(b - 2d) H} = \frac{W_w - W_0}{(b - 2d) H} = \frac{M_w - M_0}{(b - 2d) H k}$$

Dla tak otrzymanego przekroju należy dokładnie obliczyć moment wytrzymałości. O ile tenże różni się znacznie od potrzebnego W_w , należy odpowiednio zmienić g_w .

Obliczoną w ten sposób grubość nakładek g_w dzieli się na parę grubości nakładek (np. $g_w = 35$ mm można podzielić na 2 blachy po 12 mm i jedną 11 mm, albo nawet przyjąć trzy nakładki po 12 mm) i oblicza się momenty bezwładności I_1, I_2, \dots i momenty wytrzymałości W_1, W_2, \dots belki z nakładką jedną, dwiema... z wzoru:

$$\left. \begin{aligned} I_1 &= I_0 + \frac{1}{2} (b - 2d) [(H + 2g)^3 - H^3] \quad \dots \quad \dots \\ I_2 &= I_1 + \frac{1}{2} (b + 2d) [(H + 4g)^3 - (H + 2g)^3] \quad \dots \quad \dots \end{aligned} \right\} \quad 24$$

$$\left. \begin{aligned} \text{względnie } W_1 &= \frac{2 I_1}{H + 2g} \quad \dots \quad \dots \\ W_2 &= \frac{2 I_2}{H + 4g} \quad \dots \quad \dots \end{aligned} \right\} \quad 25$$



Fig. 141.

*) Siły w kg, długości w cm, momenty w kg/cm.

We wzorze 24 oznacza I_0 moment bezwładn. przekroju zasadniczego z odtrąceniem nitów pionowych, a więc:

$$I_0 = \frac{1}{12} [(2 b_1 + g_0 - 2 d) H^3 - 2 (c_1 - d) h_1^3 - 2 c_2 h_2^3] \dots 25 a$$

Na powierzchni momentów, wyznaczonej w zwykły sposób, wykreśla się teraz wielkości $W_0 k = M_0$, $W_1 k = M_1 \dots$ odpowiednie momentom wytrzymałości belki bez nakładki, z jedną, dwiema... nakładkami, a miejsca przecięcia tych linii określają teoretyczne długości nakładek (fig. 142, por. przy-

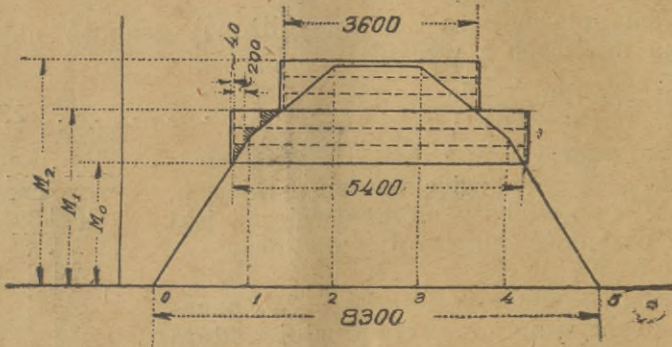


Fig. 142.

kład 15). Nakładki przedłużyć jednak trzeba poza te punkty tak, aby na długości przedłużenia zmieściła się potrzebna ilość nitów pionowych:

$$n = \frac{4 F_u k}{d^2 \pi k_t} = \frac{4 g (b - 2 d)}{d^2 \pi} \cdot \frac{k}{k_t} \dots 26$$

gdzie F_u jest przekrojem użytecznym nakładki. Jeżeli bowiem nakładka ma powierzchnię użyteczną F_u , to największa siła dopuszczalna, przeniesiona przez nakładkę, wynosi

$$F_u k = g (b - 2 d) k$$

gdzie k jest naprężeniem dopuszczalnym w nakładce (dla żelaza $k = k_r = k_c = k_g = 1200 \text{ kg/cm}^2$). Siła ta musi być przeniesiona przez n nitów, przyczem

$$n \frac{d^2 \pi}{4} k_t \quad F_u k = g (b - 2 d) k$$

Dla $k = 1200 \text{ kg/cm}^2$ i $k_t = 900 \text{ kg/cm}^2$,

$$n = 1,68 \frac{g (b - 2 d)}{d^2} \dots 26a$$

Dla stężenia ścianki przytwierdza się do niej t. zw. żebra (fig. 143 a, b, c), t. j. kątowniki pionowe o szerokości

Żebra określają miejsca, w których przyjąć musi nit, łączący kątowniki ze ścianką. Pomiedzy temi miejscami dajemy nity w odstępach, które wynoszą co najmniej:

$$\min e = \frac{d g h_m k_d}{T}$$

We wzorze tym oznacza h_m odstęp pionowy obu osi nitów od siebie, zaś T największą siłę poprzeczną w da-

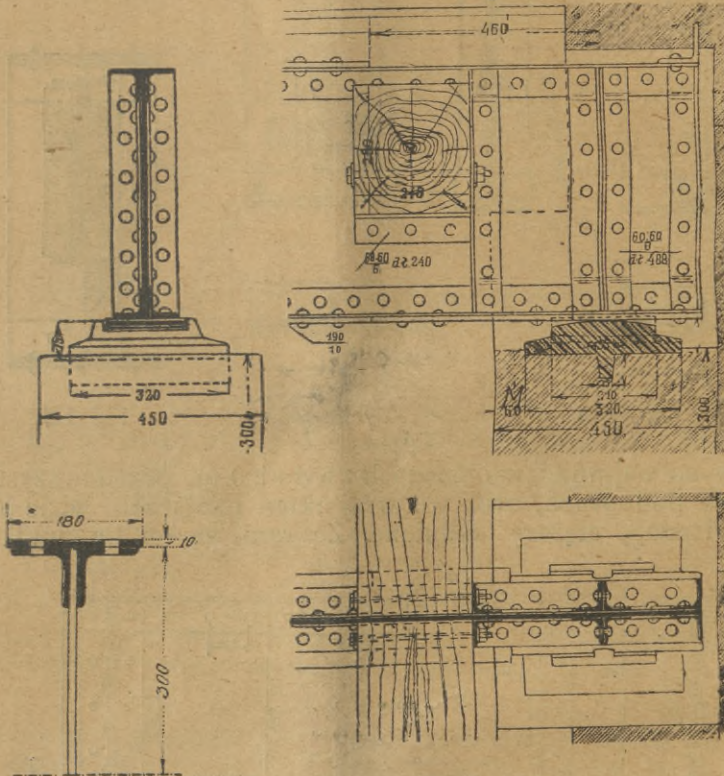


Fig. 147.

Fig. 146.

nym przedziale blachownicy (fig. 135). W przybliżeniu $h_m = \frac{1}{2} (h_1 + h_2)$.

Każdy nit przenosi bowiem siłę poziomą $H = d g k_d$. Te siły poziome, działające na ramieniu h_m , dają moment $h_m H$, który musi równoważyć moment $T e$; skąd

$$e = \frac{H h_m}{T} = \frac{d g k_d \cdot h_m}{T} \dots \dots \dots 26b$$

Licząc dokładniej, musimy uwzględnić, że $H = T \frac{S}{I} e$, gdzie S jest momentem statycznym części dołączonych nitami poziomymi do ścianki, a więc obu kątowników i ewentualnie nakładek (fig. 147), zaś I momentem bezwładności całego przekroju. Otrzymamy wtedy:

$$H = T \frac{S}{I} e = d g k_d$$

a stąd: $e = \frac{d g k_d}{T} \cdot \frac{I}{S} \dots \dots \dots 26c$

Różnica między odstępem „e”, obliczonym wedle 26b a wedle 26c jest niewielka, zwłaszcza dla blachownic stosunkowo wysokich ($h > \frac{l}{10}$).

Obliczenie nitów na ścinanie można opuścić, gdyż są dwucięte.

Jeżeli obliczone e jest większe niż 8 d, to dajemy odstęp $e \leq 8 d$. Jeżeli obliczone $e < 3 d$, to należy wziąć grubsze kątowniki i większe d.

Obliczywszy e, dzielimy odstęp między nitami żeber tak, aby odstęp nitów był równy, ale mniejszy od e. Nity pionowe dajemy w połowie między poziomymi.

Ściankę składa się z poszczególnych części, przyczem należy je tak dobrać, aby ciężar jednej części był najwyżej 500 kg. Długość poszczególnych części wynosi zatem około 4–5 m. Styki staramy się odsunąć od środka belki, składając raczej ściankę z trzech części, t. j. dając dwa styki. Kryje się je obustronnie przykładkami (fig. 148 a i b) o grubości równej $\frac{2}{3} g$ do g.

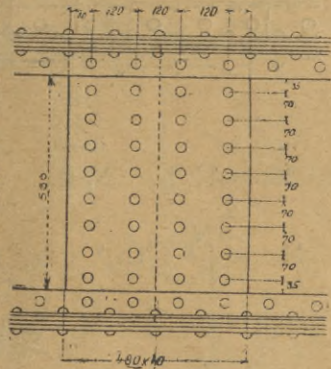


Fig. 148 a.

Jeżeli całkowity moment w miejscu styku wynosi M , to część momentu przenosząca się przez ściankę $M_s = M \frac{I_s}{I}$

gdzie $I =$ moment bezwładności całego przekroju,
 $I_s =$ „ „ „ ścianki.

Po każdej stronie styku dać można jeden, dwa lub trzy (rzadko więcej) pionowe rzędy nitów. Dla jednego rzędu otrzymuje się największą siłę w najwyższym nicie (por. fig. 148 c).

Za N należy przyjąć mniejszą wartość z następujących:

$$N_1 = \frac{d^2 \pi}{2} k_s \quad N = d g k_d$$

(zazwyczaj miarodajne jest N).

Wpływ siły poprzecznej T jest zwykle niewielki; o ile jest ona znaczna, można w przybliżeniu przyjąć

$$T_n = \frac{T}{n} \quad \dots \dots \dots 30$$

(gdzie n ilość nitów po jednej stronie styku), a wtedy największa siła w nicie

$$R = \sqrt{N^2_{max} + T_n^2} \quad \dots \dots \dots 31$$

Wartości $i = \frac{h^2_{max}}{\sum h^2}$, obliczone dla różnych odległości nitów

mierzonych pionowo, podaje następująca tablica:

Ilość nitów w pierwszym rzędzie od styku	Ilość rzędów nitów (por. fig. 148 d)		
	1	2	3
4	0,900	0,643	0,375
5	0,800	0,553	0,320
6	0,714	0,455	0,278
7	0,643	0,396	0,245
8	0,584	0,350	0,219
9	0,533	0,314	0,198
10	0,491	0,284	0,180
12	0,423	0,239	0,153
14	0,371	0,206	0,133

Kątowniki wykonuje się najczęściej z jednej sztuki; jeżeli jednak potrzeba je zetknąć, to kryje się je zwykle wedle § 7 A przykładką kątową, najczęściej z płaskowników, przyczem styk kątowników można: albo wykonać w tem samym miejscu co styk ścianki (połączenie wygodniejsze przy montowaniu konstrukcji, ale słabsze), albo styki kątowników odsunąć od styków ścianki (fig. 148 b).

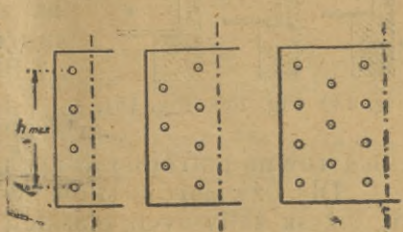


Fig. 148 d.

Potrzebną ilość nitów do przytwierdzenia przykładki kątowej oblicza się z wzoru:

$$n = 4 \frac{F_u}{d^2 \pi k_s} \text{ wzgl. } n = \frac{F_u}{d g k} \quad \dots \dots \dots 32$$

gdzie F_u oznacza powierzchnię użyteczną jednego kątownika.

Belki skrzynkowe oblicza się tak samo, tylko za g należy przyjąć sumę grubości obu ścianek.

Dla obliczenia wstępnego można przyjąć ciężar blachownicy w kg/mb wedle wzoru:

$$\gamma = 60 + 15l \quad \dots \quad 33$$

gdzie l jest rozpiętością w metrach.

§ 12. Łożyska dźwigarów żelaznych

Małe dźwigary do NP. 16 opiera się wprost na murze, przyczem parę warstw cegieł pod dźwigarem kładzie się na cemencie. Dźwigar umieszcza się na 10—15 mm warstwie zaprawy cementowej (fig. 149).

Długość dźwigara na murze wynosi:

$$a = (1 \text{ do } 1,5) h \quad \dots \quad 34$$

gdzie h jest wysokością dźwigara, co najmniej 20 cm.

Dźwigary I NP 16 do I NP 30 opiera się zwykle na kamieniu ciosowym (fig. 150), przyczem długość podparcia dźwigara:

$$a = \frac{P}{b k_c} \quad \dots \quad 34a$$

gdzie k_c jest naprężeniem dopuszczalnym na ciśnienie na cios = 20—65 kg/cm^2 , zw. do 30 kg/cm^2 , b zaś szerokością stopki dźwigara.

Powierzchnia ciosu:

$$a' b' = \frac{P}{k_m} \quad \dots \quad 34b$$



Fig. 149. Fig. 150. Fig. 151.

gdzie k_m = natężenie dopuszczalne na mur ceglany, które wynosi dla muru na zaprawie cementowej = 10 kg/cm^2 ; na zaprawie zwykłej 7 kg/cm^2 . — Zwykle przyjmujemy $a' : b' = 1 : 1$ do $2 : 1$, wysokość zaś

ciosu równą potrójnej lub poczwórnej grubości cegły.

Dla dźwigarów silnie obciążonych i blachownic używa się łożysk żeliwnych płaskich lub wypukłych (dla osiągnięcia osiowego przeniesienia sił). Pod każdą belkę daje się jedno łożysko stałe i jedno ruchome. Układamy je na kamieniu ciosowym (fig. 151).

Łożysko płaskie ma górną powierzchnię, na której spoczywa belka, wykształconą jako płaszczyznę poziomą (fig. 152 i 153) w całości lub też — lepiej — tylko w części tylnej; w tym ostatnim razie w części przedniej (wewnętrznej) pochylamy ją spadkiem 1 : 40 dla umożliwienia ugięcia belki (fig. 154).

Łożysko wypukłe posiada górną powierzchnię o kształcie walca o promieniu 2,5—4 m (fig. 155 i następane).

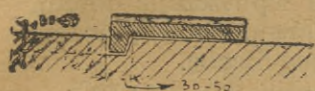
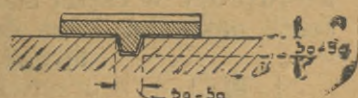


Fig. 152.



Fig. 153.



Po bokach łożyska ruchomego umieszcza się żebra dla uniemożliwienia przesunięcia poprzecznego (fig. 152, 153 i 156).

Na łożysku stałym należy nadto belkę ustalić w kierunku podłużnym. W tym celu użyć można:

a) żebra umieszczonego z tyłu łożyska, o które to żebro opiera się belka (fig. 154);

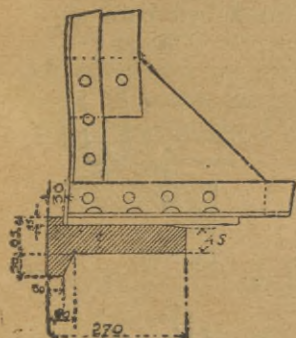


Fig. 154

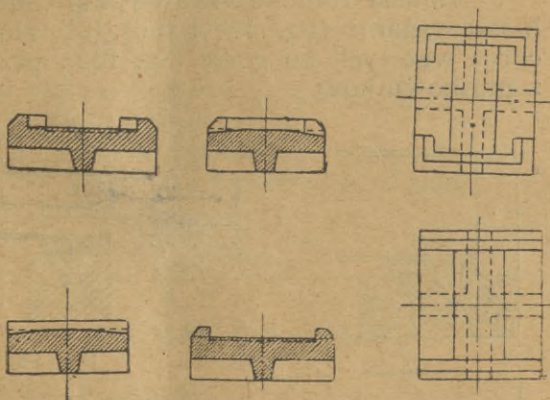


Fig. 155 i Fig. 156.

b) dwu (fig. 146) lub, rzadziej, czterech (fig. 155) żeber poprzecznych, wchodzących w wycięcia dolnej stopki dźwigara (konstrukcja dziś najchętniej używana);

c) dwu trzpieni (fig. 157) lub śrub (fig. 159) przechodzących przez stopkę belki, a zachodzących w łożysko; górny koniec takiego trzpienia ścina się w stożek ścięty dla umożliwienia ugięcia belki (fig. 158);

d) dwu śrub do kamienia, na które nakłada się łożysko z otworami i dźwigar również z otworami.

Łożysko ruchome urządzeń tych nie posiada; można jednakowoż w kierunku poprzecznym ustalić je nie przy pomocy żeber podłużnych (fig. 152 i inne), ale przy pomocy śrub do kamienia, podobnie do konstrukcji opisanej pod „d”; wtedy w dźwigarze dajemy dziury podłużne (fig. 160 — konstrukcja rzadko używana i gorsza).

Łożyska osadza się w ciosie zapomocą żeber (fig. 153 154 i i.) lub wprost wpuszcza w cios. Nity blachownicy wykonujemy w części nad łożyskiem jako wpuszczone dołem. Jeżeli nakładka dolna do końca belki nie dochodzi, dodaje się nad łożyskiem osobną blachę, przytwierdzoną do kątowników nitami, dołem wpuszczonemi (fig. 154).

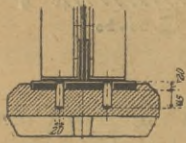


Fig. 157.

Jeżeli belkę, spoczywającą na dźwigarach, chcemy oprzeć osiowo, to możemy uskutecznić to wedle fig. 161, kładąc łożysko tej



Fig. 158.

belki (ewentualnie wypukłe) na dźwigarach. — Utwierdzić je można przy pomocy żebra lub śrub.

Zamiast robić łożysko wypukłe, możemy ściąć je trzema płaszczyznami (fig. 155 i 156) lub złożyć je z paru blach coraz węższych ku górze (fig. 162), przyczem żebra robi się z płaskowników.

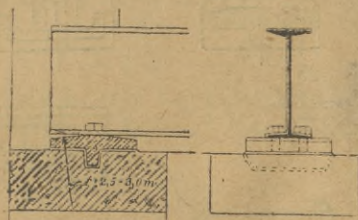


Fig. 159.

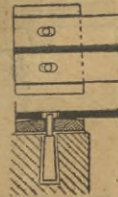


Fig. 160.

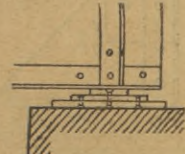


Fig. 162.



Fig. 161.

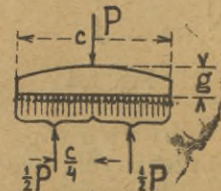


Fig. 163.

Reakcja ciosu działa na łożysko jako obciążenie od dołu (por. fig. 163); dlatego też łożyska oblicza się na zginanie. Otrzymujemy mianowicie dla łożyska wypukłego (fig. 163), gdzie przyjęć można, że ciężar belki działa jako skupiony:

$g = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{Pc}{bk_g}} = 0,87 \sqrt{\frac{Pc}{bk_g}}$, gdzie P = siła cisnąca na łożysko = oddziaływanie, c = długość łożyska, b = szerokość, k_g = naprężenie dopuszczalne materiału łożyska na zginanie*):

*) W kilogramach i centymetrach.

- a) na zacięcia (fig. 165), przy czym $a = 2-3$ cm;
 $\max a = \frac{2}{5} h$;
 b) na stopkach dolnych podciąg (fig. 166),
 najczęściej również nacinając belkę drewnianą;
 c) na kątowniki (por. fig. 146 i 148), o ile podciąg
 żelazny jest bardzo wysoki.

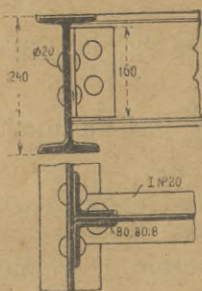


Fig. 167.

2) Belki żelazne łączy się z podciągami za pomocą kątowników, przy czym dla małej różnicy wysokości podciagu i belki długość kątowników mieści się między ramionami belki drugorzędnej (fig. 167), dla większej zaś zwykle jeden kątownik (żebrowy) przepuszczamy na całą wysokość podciagu, wycinając belkę boczną (fig. 168). Por.

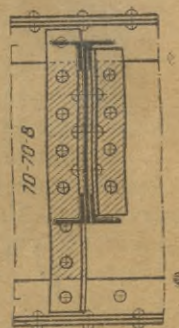


Fig. 168.

str. 24 i 25. Wymiary kątowników i nitów łączących można brać wedle następującej tabliczki:

N. dzwigara przytwierdzonego	Wymiar kątowników	Średnica nitów w mm
6—8	40 × 40 × 5 (rzadko) — 50 × 50 × 5	10—12—13
8—14	50 × 50 × 5	12—13—16
10—16	60 × 60 × (6—7)	12—13—16—18
16—20	70 × 70 × 7 (8)	14—16—20
20—26	80 × 80 × 8 (10)	16—18—20
26—30	90 × 90 × 10	18—20
od 30	100 × 100 × 10	20



Fig. 169.

Ściany bardzo ciężkie i bardzo silnie obciążone podpira się nie raz podciągami kratowymi, włożonym w ścianę. Zarys takiego więzara przedstawia np. fig. 169. Strop może być zawieszony na ścięgna.

Zasada obliczenia belek kratowych podana jest w dziale VII. § 26.

*) Najlepiej brać wymiary oznaczone tłustym drukiem.

§ 14 Belki wspornikowe.

Belki wspornikowe (zamurowane jednym końcem) o małych obciążeniach i wymiarach otacza się szczerlnie murem, wpuszczając je możliwie głęboko: wtedy największe ciśnienie na mur

$$\begin{aligned} \text{od strony zewnętrznej: } \sigma_1 &= \frac{1}{mb} \left(P + \frac{6M}{m} \right) \\ \text{od strony wewnętrznej: } \sigma &= \frac{1}{mb} \left(P - \frac{6M}{m} \right) \end{aligned} \quad 36$$

gdzie m = głębokość wmurowania, b = szerokość dźwigara, M = moment w miejscu wmurowania.

Dla większych wymiarów lepiej jest oprzeć belkę na dwu łożyskach, dolnem A i górnem B (fig. 170). Ciśnienie B znajdziemy z równania:

$$B = \frac{M_a}{d - (m_1 + m_2)} = \frac{M_a}{m} \quad 37$$

Mamy bowiem:

$$M_a = B (d - m_1 - m_2) = B m.$$

Ciśnienie na łożysko

$$A = B + P. \quad 37a$$

gdzie P jest obciążeniem wspornika, M_a zaś momentem tego obciążenia względem punktu A.

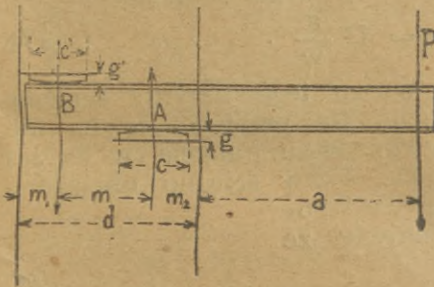


Fig. 170

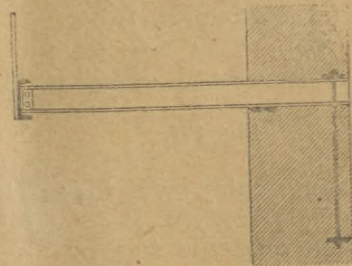


Fig. 171.

Ciężar, spoczywający na B, winien być równy dla pewności co najmniej $2B$. Oba łożyska obliczamy, jak dla belek prostych, a konstruujemy zwykle jako wypukłe. Parę warstw cegieł nad i pod dźwigarem wmurowanym wykonujemy na zaprawie cementowej ($k = 10 \text{ kg/cm}^2$). Jeżeli ciężar muru, spoczywający na B, jest mniejszy niż $2B$, to łożysko należy zakotwić wedle fig. 171, tak, aby ciężar muru,

chwyconego kotwą, wraz z ciężarem, spoczywającym na B, był większy od 2 B.

Balkony wykonać można też, przedłużając dźwigary stropowe poza mur, jako belki wystające (przewieszane).

Jeżeliby dźwigar wspornikowy wypadł zbyt wielki, można zastosować wsporniki zastrzałowe, których końce

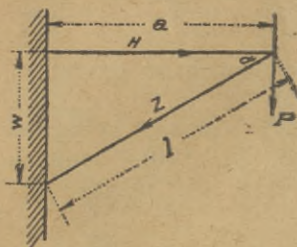


Fig. 172.

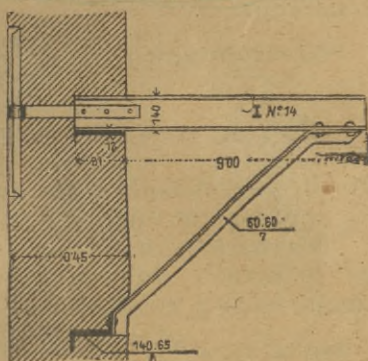


Fig. 173.

podpiera się ukośnemi prętami, t. zw. zastrzałami. Wsporniki takie widzimy na fig. 173 i następnych. Zastrzał przenosi tu (fig. 172) ciśnienie

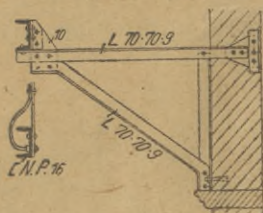


Fig. 174.

$$Z = P \frac{l}{w} \dots \dots \dots 37b$$

ścięgno zaś poziome ciągnienie

$$H = P \frac{a}{w} \dots \dots \dots 37c$$

Wedle wzoru tego liczymy ścięgno, gdy obciążenie przenosi się na nie tylko w końcowym punkcie (w węźle) wspornika. Jeżeli ścięgno obciążone

jest na całej swej długości, to we wzorze powyższym $P = \frac{1}{2} p a$, największe zaś naprężenie ścięgna:

$$\sigma = \frac{H}{F} + \frac{M}{W} = \frac{H}{F} + \frac{p a^2}{8 W} \dots \dots \dots 37d$$

Ściągno wspornika musi być zakotwione w murze (por. fig. 173, 174, 176); zastrzał wspiera się na łożysku:

a) przy pomocy śruby przy bezpośrednim oparciu (fig. 174) (tylko dla małych obciążeń!); zastrzał na końcu został wygięty;

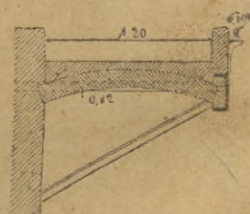


Fig. 175.

b) przy pomocy kształtowników, o które opiera się wygięty zastrzał (fig. 173 i 176);

c) na blasze węzłowej i kątownikach (fig. 177).

Por. również str. 113 i 114.

W każdym z tych wypadków oblicza się poziomą powierzchnię łożyska na ~~z~~ ^{przekroju} pionową, pionową zaś powierzchnię na ściskanie poziome.

Połączenie zastrzalu ze ścięgiem wykonuje się albo bezpośrednio (fig. 173 i 179), albo przy pomocy blachy węzłowej (fig. 174 i 176).

Jeżeli wsporniki podtrzymują balkon, wykuśz i t. p., to końce ich łączy się przy

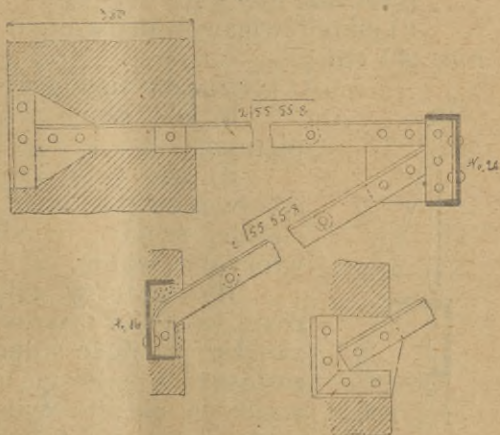


Fig. 176-7

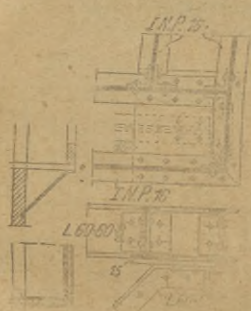


Fig. 178-9.

pomocy dźwigarów poprzecznych (fig. 176, 178, 179, por. też przykład 18). Między tym dźwigarem a murem można przerzucić sklepienie: wtedy dźwigar liczy się też na wyginanie poziome, ewentualnie ściąga kotwami.

Poręcze przytwierdza się do tejsze belki poziomej; parę przykładów por. fig. 180-183.

§ 15. Ogólny układ stropów żelaznych

Niewielkie rozpiętości do 5-6 m przykrywamy szeregiem belek równoległych w odległościach, zależnych od

rodzaju stropu, zwykle 1-2 m (por. § 30) (fig. 184), wykonanych jako dźwigary walcowane, ułożone w kierunku mniejszego wymiaru przykrytej przestrzeni.

Dla rozpiętości większych stosujemy dwa systemy dźwigarów (fig. 185 i 186): a) podciąg, b) belki



Fig. 180. Fig. 181. Fig. 182.

drugorzędne żelazne lub drewniane, przyczem podciągi oprócz można albo tylko na ścianach (zw.

filarach okiennych, fig. 185), albo na ścianach i słupach (dla większych rozpiętości, fig. 186). Projektując strop, należy przedewszystkiem określić położenie podciągów i słupów, tak, aby długość dźwigarów drugorzędnych była 5–6 m.

Podciągi wykonać można:

a) jako dźwigary walcowane o wielkiej wysokości zwykle *max* 40 cm



Fig. 183.

b) jako dźwigary walcowane bliźniacze,
c) jako blachownice — dla większych rozpiętości,

d) jako belki kratowe; zdarza to się wyjątkowo, zwykle wtedy, gdy chodzi o podparcie ciężkiej ściany; wtedy belkę kratową można włożyć w ścianę.

Ilość słupów zależy też od rozpiętości dźwigarów. Niekiedy zwiększając ilość słupów, można zastosować podciąg nie blachownicowe, ale lite walcowane, co może okazać się tańszem, pomi-

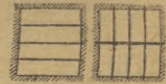


Fig. 184-5.

mo zwiększonej ilości słupów.

Wogóle, jeżeli niema powodu, nakazującego wybór któregoś systemu, należy rozważyć możliwe ewentualności i wybrać najtańszą.]

Np. dla przykrycia sali 15,0×8,0, jak na fig. 186, możemy zastosować następujące systemy:

a) Szereg dźwigarów 1–11, leżących obustronnie na murach podłużnych w odstępach 1,25 m. System ten jest tu niewłaściwy, gdyż ugięcie dźwigarów o dł. 8 m byłoby bardzo znaczne; stosować go bezwarunkowo nie należy.

b) Podciąg 4 i 8, a pomiędzy nimi dźwigary, leżące równoległe do dłuższych ścian sali. Podciąg 4 byłoby silnie obciążone i bardzo ciężkie.

c) Słup S; na nim podciąg AS i SB; na tychże dźwigary 1–11 o długości po 4 m. Podciąg byłoby prawdopodobnie blachownicowe.

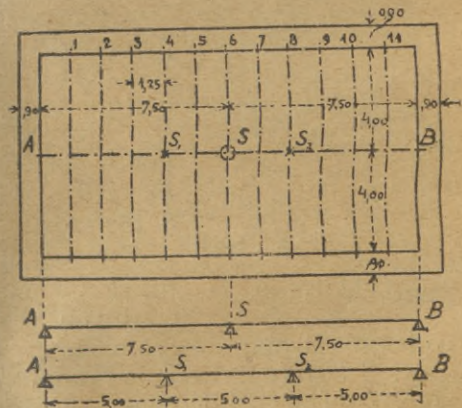


Fig. 186-8.

d) Słupy S_1 i S_2 ; na nich podciąg AS_1 , S_1S_2 i S_2B_1 , a na tychże dźwigary 1—11.

Z tych ewentualności nadaje się najlepiej do wykonania b), jeżeli słupy nie są dopuszczalne, d) jeżeli zaś można je umieścić. Por. przykłady.

V. ŚCIANY ŻELAZNE

§ 16. Konstrukcja ścian żelaznych

Ściany budynków żelaznych składają się: A) ze szkieletu żelaznego i B) z wypełnienia, zwykle cegłą, betonem lub blachą falistą.

A. Szkielet żelazny mniejszych budynków stanowią: 1) podwalina, 2) oczep, 3) słupy, 4) przekątne, 5) rygle.

Podwalinę, t. j. belkę poziomą, na której wspiera się szkielet żelazny ścian, tworzy najczęściej ceownik (dźwigar U), rzadziej kątownik; leżeć może ona albo w całości na podmurowaniu albo też opierać się tylko na poszczególnych fundamentach (fig. 191). Należy zakotwić ją w fundamencie śrubami do kamienia (fig. 192 i 193).¹

Oczep, t. j. belkę poziomą, łączącą szkielet żelazny u góry, robimy również najczęściej z ceowników, leżących na płasko (fig. 194 i 195). Czasem oczep robimy z drzewa (w budynkach krytych drzewem), podpierając go na ceownikach i usztywniając zastrzałami (fig. 196).

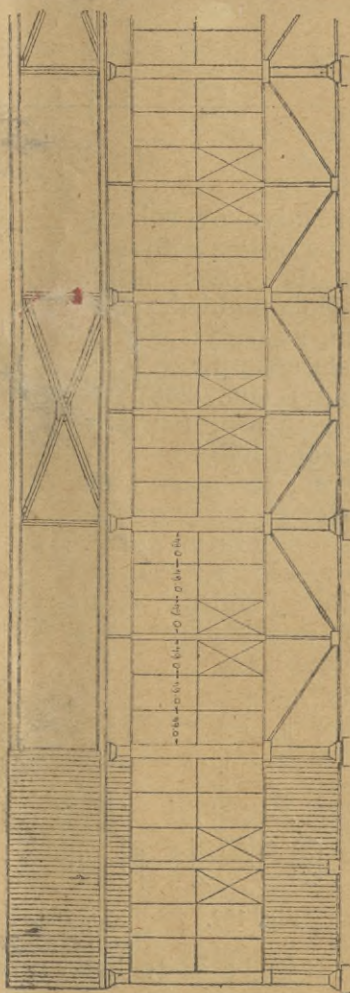


Fig. 189.

Fig 197-199 Słupy wykonuje się zwykle z dźwigarów Γ , rozstawionych co 1,50 m do 4,00. W miejscach zetknięcia dwu ścian

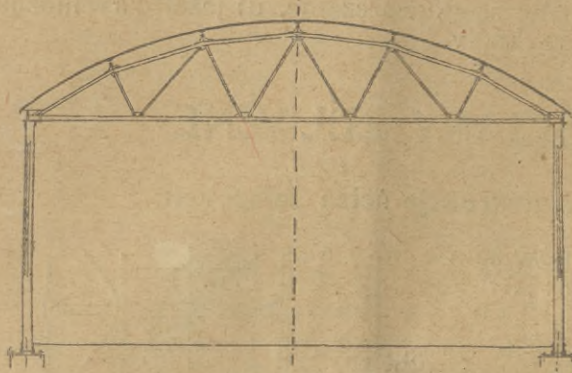


Fig. 190.

(np. narożniki) tworzy się je najczęściej z dwu kształtowników (por. fig. 200). Jeżeli mają tę samą szerokość co podwalina, połączenie wykonuje się zwykle wedle fig. 192, t. j. słup przynitowuje do podwaliny zapomocą odpowiednio wielkich kątowników. Dla ma-

łych budynków robimy słupy często z kątowników (fig. 202 i nast.).

Polą pomiędzy słupami, zwłaszcza skrajne, stęży się przez kątniami (fig. 206), umieszczając je tak, aby narażone były na ciągnięcie; zatem w polu skrajnym, licząc od naroża, od dołu ku górze. Używa się na nie przekrojów Γ lub Π , łączonych z podwaliną i oczepem przy pomocy kątowników ukośnych lub zgiętych blach (fig. 65 i nast.).

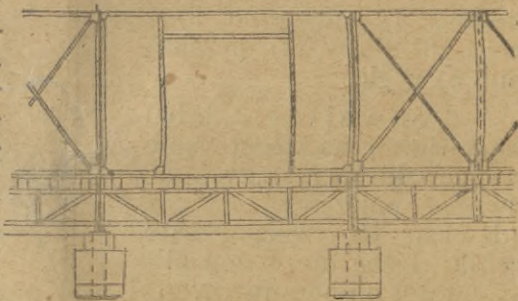


Fig. 191.



Fig. 192.



Fig. 193.

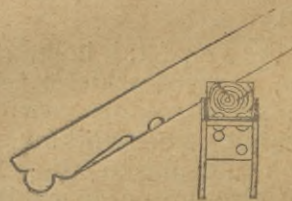


Fig. 194.

Ryggle są to belki poziome, jakie dajemy dla usztywnienia całości pomiędzy podwaliną a oczepem, zwłaszcza

nad drzwiami i oknami (fig. 189, 191, 206). Robimy je z ceowników, rzadziej z kątowników lub zetowników.

B. Wypełnić ściany można murem ceglany, betonem, blachą falistą, wreszcie drzewem.

1) Przy wypełnieniu murem ceglany wykonujemy zwykle wszystkie części szkieletu z dźwigarów o tej samej wysokości, a to o 2 cm większej od grubości muru. Np. dla muru 14 cm używamy belek NP 16. Wtedy zamiast rygli używa się czasem płaskowników $\frac{50}{5} - \frac{80}{8}$, umieszczonych w zaprawie cementowej pomiędzy warstwami cegieł.

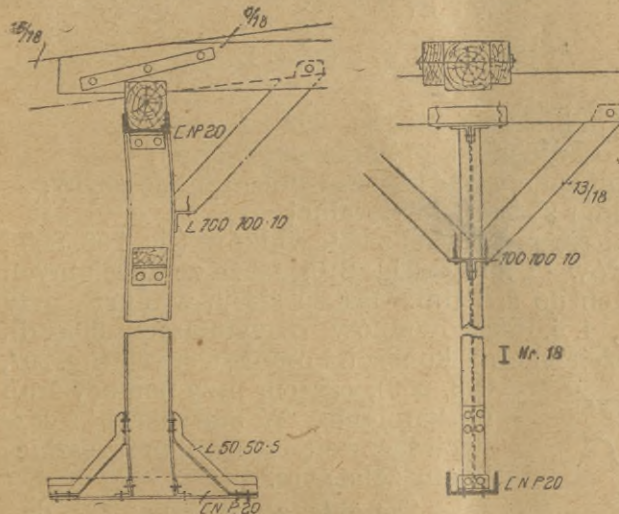


Fig. 196.

mi do blach falistych, a założonemi na kątowniki. Poszczególne arkusze zakłada się na stykach na $\frac{1}{2}$ –1 fałę w stronę przeciwną najczęstszym wiatrom. Na stykach poziomych zakłada się arkusze górne na dolne na 10–15 cm. Szkielet robimy zwykle z kątowników. Do blachy falistej można od wewnątrz przymocować odeskowanie (oszalowanie z desek) (fig. 204). Czasem też pokrywa się ją warstwą betonu dla uzyskania ogniotrwałości.

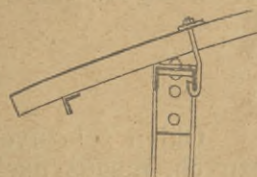


Fig. 195.

2) Do wypełnienia blachą falistą (fig. 202 i następane) użyć można blachy falistej płaskiej lub dźwigarowej. W tym ostatnim razie można w mniejszych budynkach opuścić zastrzały. Blachę falistą przytwierdza się nitami lub łapkami, o wymiarach odpowiednich falom, przynitowane-



Fig. 197–9.

Poszczególne części budynków żelaznych ryglowych wypełnia się też szkłem jako okna (§ 17) lub świetlnie (§ 31.8).

§ 17. Okna żelazne

Okien żelaznych używa się najczęściej w budynkach żelaznych, magazynach i t. p.

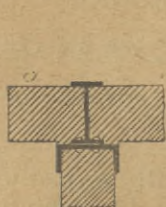


Fig. 200.



Fig. 201.



Fig. 202.

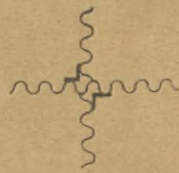


Fig. 203.

Konstrukcja ich składa się (fig. 207 i następane):

- 1) z ramy, osadzonej w otworze okiennym,
- 2) ze szczebli, pomiędzy którymi mieszczą się szyby,
- 3) ewentualnie z części otwieralnej.

Ramę robi się najczęściej z kątowników (fig. 208, 209), czasem z dźwigarów \perp lub Γ (fig. 210), także ze specjalnych profilów kątowych do świetlni. Osadza się ją w murze przy pomocy wąsów, t. j. płaskowników o wymiarach 50/5 dł. 300—400 mm, rozciętych na końcach i omurowanych (fig. 207, 208, 209), czasem przy pomocy śrub do kamienia. W budynkach żelaznych łączy się ramę nitami ze szkieletem żelaznym.



Fig. 204.

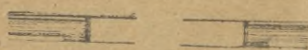


Fig. 205.

Szczeble zewnętrzne, t. j. dotykające bezpośrednio ramy, robimy przy ramach kątownikowych z półprofilów okiennych (fig. 208, 209, 211); łączy się je z ramą 8 mm nitami. Szczeble wewnętrzne zaś

z profilów okiennych krzyżowych (fig. 212, 213) lub też z teowników. Łączą się one z zewnętrznymi na zacięcia i czopy. W oknach większych trzeba umieszczać częściowo szczeble silniejsze, złożone np. z płaskownika i przymocowanych doń obustronnie półprofilów (fig. 214); łączy się je z ramą na małe kątowniki.

Części otwieralne (fig. 215) osadza się pomiędzy profilami stałymi, najlepiej silniejszymi. Posiadają one również

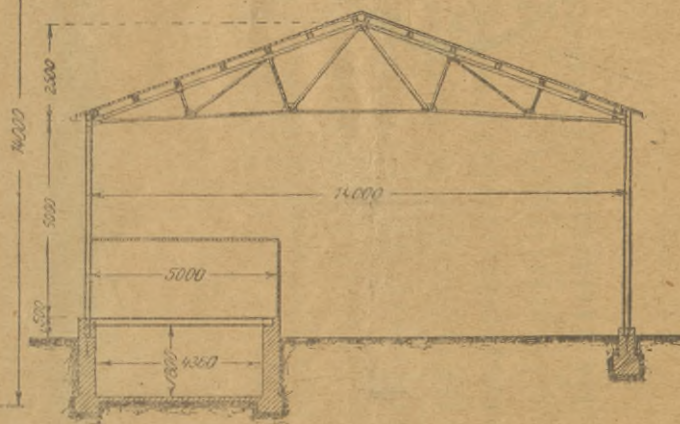
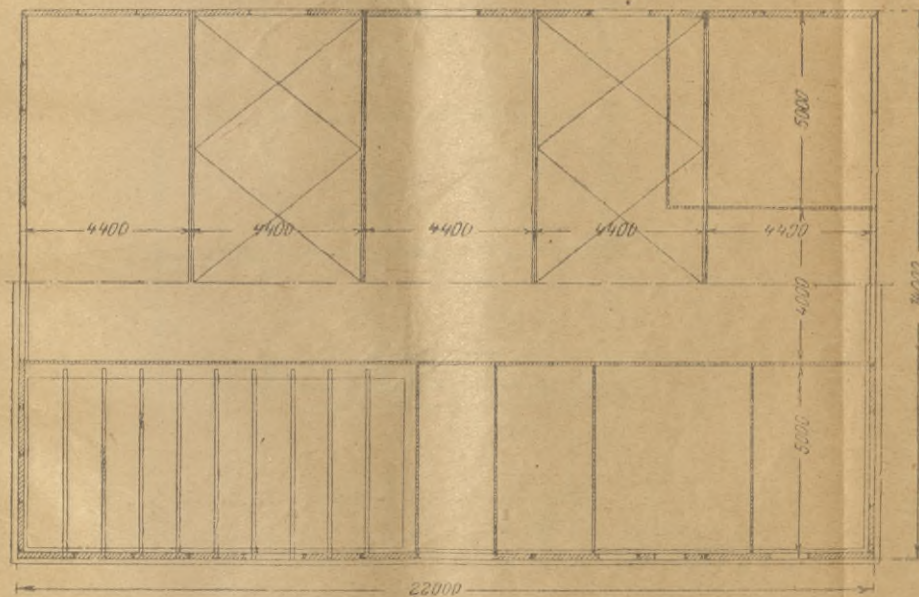
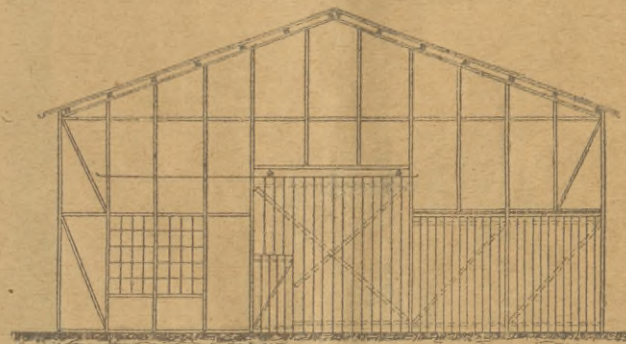
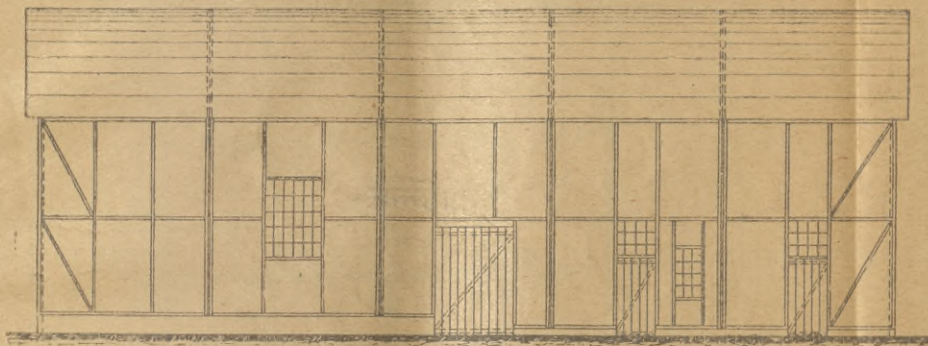


Fig. 206.



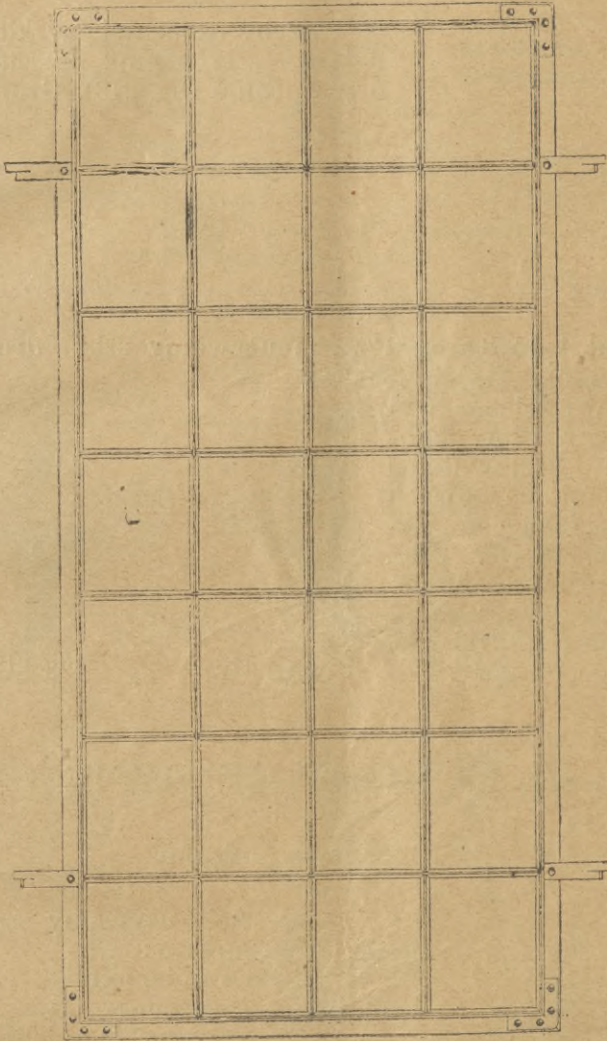


Fig. 207-8

ramę najczęściej z kątowników lub profili kątownikowych. Ramę łączą ze stałym profilem zawiasy.

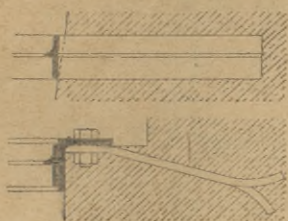


Fig. 209.

Szyby osadza się w kicie i utwierdza sztyfcikami, przesuniętymi przez profile (fig. 213). Grubość ich

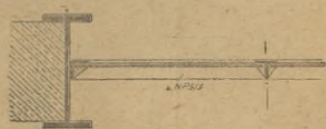


Fig. 210.

wynosi od 4 do 8 mm. Czasem używamy szkła drutowego (por. str. 126).

Drzwi żelazne wykonuje się z ramy kątownikowej, usztywnionej przekątniami, na których umieszcza się blachę gładką lub falistą (fig. 216). Drzwi mogą być otwierane: a) na zawiasach, b) na kółkach (fig. 216) i c) podnoszone do góry.

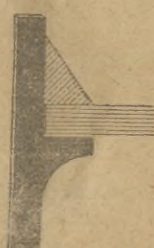


Fig. 211.



Fig. 212.

VI. SCHODY ŻELAZNE

§ 18. Wymiary ogólne

Najczęściej używamy schodów o rzucie poziomym:

- a) jednoramiennym — schody krótkie lub podrzędne,
- b) dwuramiennym, o jednym podeście (zawratnicy),
- c) trójramiennym, o dwu podeściach,
- d) okrągłym — również na schody podrzędne,
- e) mieszanym, wedle jakiejś linii krzywej.

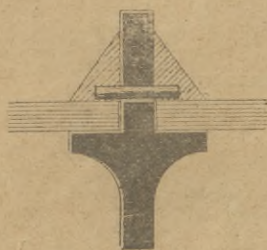


Fig. 213.

Szerokość ramienia schodowego wynosi:

0,60 – 1,10 m dla schodów okrągłych,
 1,00 – 1,20 m „ „ prostych podrzędnych,
 1,20 – 2,00 m „ „ w domu mieszkalnym,
 — do 3,00 m i wyżej „ w budynkach publicznych.

Stosunek wysokości w do szerokości s
 jednego schodu: $2w + s = 61$ do 63 cm
 lub $\frac{4}{3}w + s = 52$ cm (dla schodów
 stromych), przyczem zwykle:
 $w = 15$ – 18 cm w domach mieszkalnych,
 $w = 20$ – 24 cm dla schodów podrzędnych.

} 38



Fig. 214

Otrzymamy wtedy:

Wysokość stopnia	Szerokość sadzawki stopnia	Zastosowanie
14	33	} Schody główne
15	32	
16	31	
17	29	
18	27	
19	26	} Schody podrzędne
20	25	
21	24	

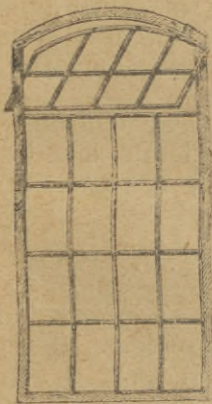


Fig. 215.

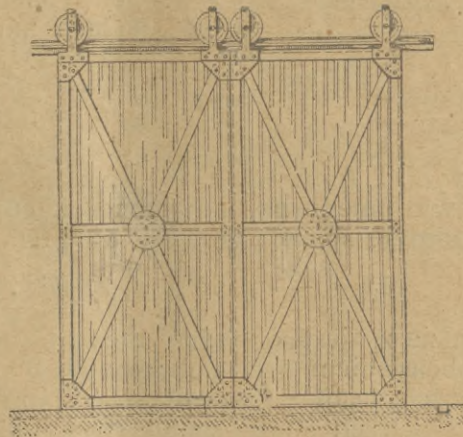


Fig. 216.

Zazwyczaj musimy się jednak dostosować z wymiarami wysokości do danych warunków, a wymiary nie wypadają

ramę najczęściej z kątowników lub profili kątownikowych. Ramę łączą ze stałym profilem zawiasy.

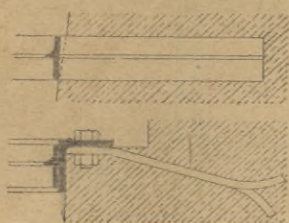


Fig. 209.

Szyby osadza się w kicie i utwierdza sztyfcikami, przesuniętymi przez profile (fig. 213). Grubość ich

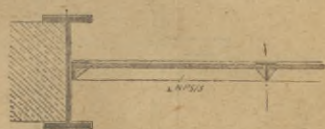


Fig. 210.

wynosi od 4 do 8 mm. Czasem używamy szkła drutowego (por. str. 126).

Drzwi żelazne wykonuje się z ramy kątownikowej, usztywnionej przekątniami, na których umieszcza się blachę gładką lub falistą (fig. 216). Drzwi mogą być otwierane: a) na zawiasach, b) na kółkach (fig. 216) i c) podnoszone do góry.

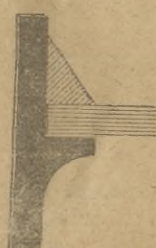


Fig. 211.



Fig. 212.

VI. SCHODY ŻELAZNE

§ 18. Wymiary ogólne

Najczęściej używamy schodów o rzucie poziomym:

- a) jednoramiennym — schody krótkie lub podrzędne,
- b) dwuramiennym, o jednym podeście (zawratnicy),
- c) trójramiennym, o dwu podeściach,
- d) okrągłym — również na schody podrzędne,
- e) mieszanym, wedle jakiejś linii krzywej.

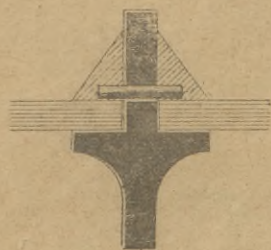


Fig. 213.

Szerokość ramienia schodowego wynosi:

0,60 – 1,10 m dla schodów okrągłych,
 1,00 – 1,20 m „ „ prostych podrzędnych,
 1,20 – 2,00 m „ „ w domu mieszkalnym,
 — do 3,00 m i wyżej „ w budynkach publicznych.

Stosunek wysokości w do szerokości s
 jednego schodu: $2w + s = 61$ do 63 cm
 lub $\frac{4}{3}w + s = 52$ cm (dla schodów



Fig. 214

stromych), przyczem zwykle:
 $w = 15$ – 18 cm w domach mieszkalnych,
 $w = 20$ – 24 cm dla schodów podrzędnych.

Otrzymamy wtedy:

Wysokość stopnia	Szerokość sadzawki stopnia	Zastosowanie
14	33	Schody główne
15	32	
16	31	
17	29	
18	27	
19	26	Schody podrzędne
20	25	
21	24	

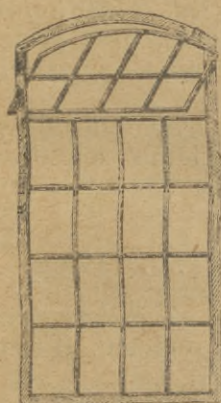


Fig. 215.

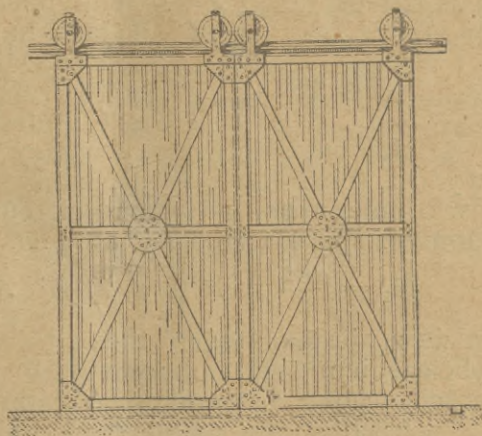


Fig. 216.

Zazwyczaj musimy się jednak dostosować z wymiarami wysokości do danych warunków, a wymiary nie wypadają

wtedy w cyfrach okrągłych. Wyjątkowo wysokość stopnia dochodzi do 30 cm dla schodów drabiniastych (np. w wieżach); tu wzorów powyższych nie można zastosować, ale trzeba w zupełności dostosować się do warunków lokalnych.

W jednym ramieniu schodowym wynosi ilość schodów zwykle 12 do 15. Wysokość w świetle między dwoma ramionami schodów, leżącymi nad sobą, wynosi co najmniej 2,10—2,20 m.

§ 19. Obliczenie schodów żelaznych

Poszczególne stopnie spoczywają zwykle jednym końcem na dźwigarze policzkowym, drugi ich koniec:

a) może być wpuszczony w ścianę na 7 do 8 cm; (zwykle przy stopniach kamiennych);

b) może spoczywać na dźwigarze policzkowym przyściennym.

Wymiary dźwigara policzkowego określa się z wzoru:

$$W = \frac{M}{k} = \frac{Z l_p}{8 k} = \frac{z l_p^2}{8 k} \cdot \frac{b_o}{2} = \frac{z l_p^2 b_o}{16 k} \quad 39$$

gdzie z jest obciążeniem całkowitem schodów w kg/m^2 , b_o szerokością ramienia schodów, zaś $l_p = l - 2b$ długością w rzucie poziomym tegoż.

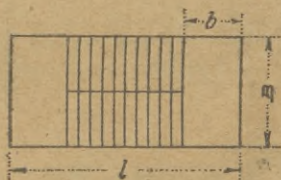


Fig. 217.

Obciążenie ruchome schodów przyjmować należy:

w domach mieszkalnych 400 kg/m^2

w budynkach publicznych,

lokalach handlowych itd. 500 kg/m^2

Dźwigary policzkowe, oraz podesty (zawratnice) wspierają się na dźwigarze podestowym.

Moment zgięcia, przenoszony na dźwigar podestowy, wynosi (por. fig. 217) dla najczęstszego systemu schodów dwuramiennych, gdy policzek górny i dolny w rzucie poziomym spadają ze sobą, por. fig. 217*):

$$M_1 = \frac{Z}{2} B + \frac{1}{16} z_1 b B^2 \quad 39a$$

gdzie z_1 jest obciążeniem podestu w kg/m^2 , Z całkowitem obciążeniem belki policzkowej, b szerokością podestu, B długością tegoż (= szerokością klatki schodowej).

Jeżeli podest podparty jest sklepieniem, to moment poziomy, przenoszony na dźwigar podestowy (obliczony niekorzystnie), wynosi:

*) W razie większego oddalenia obu policzków od siebie, obliczenie przeprowadza się jak zwykle dla belki wolno podpartej (por. przykład).

$$M_2 = \frac{1}{8} H m^2 = \frac{1}{64} \cdot \frac{z_1 b^2 m^2}{f} \dots \dots \dots 40$$

gdzie m jest odległością śrub pośrednich, f zaś strzałką sklepienia. Śruby oblicza się na siłę:

$$H = \frac{z_1 b^2}{8 f} \dots \dots \dots 41$$

Największe naprężenie dźwigara podestowego: najw. $\sigma = \frac{M_1}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} < k$.

§ 20. Konstrukcja schodów żelaznych

Dźwigary policzkowe wykonujemy:

a) jako silne blachy o wymiarach do 200×8 (fig. 228), ewentualnie wzmocnione płaskownikiem lub kątownikiem (fig. 218), tylko dla b. podrzędnych schodów. Dla cięższych schodów można użyć dołem płaskownika, górą kątownika (fig. 219);

b) jako dźwigary Γ (zwykle dla stopni kamiennych, rzadko dla stopni drewnianych lub żelaznych nasadzonych); na dźwigary przyścienne używamy wtedy ceowników (fig. 223);



Fig. 218—20.

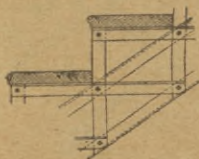


Fig. 221.

c) jako lekkie blachownice o wysokości około $150-300$ mm; wymiary kątowników $20 \times 20 \times 4-40 \times 40 \times 5$, grubość ścianki $4-5$ mm (fig. 220);

d) jako lekkie dźwigarki kratowe, o wymiarach jak pod c); miejsce blachy zastępują tu płaskowniki (fig. 224).

Po drugiej stronie można stopnie oprzeć na murze (fig. 222), albo też na ceownikach (fig. 223), innych lub dźwigarach o jednej ścianie płaskiej.

Na dźwigary podestowe używa się dwuteowników (ewentualnie szerokostopowych dla podestów sklepionych); rzadziej lekkich przekrojów kratowych.

Połączenie dźwigarów policzkowego i podestowego przedstawiają fig. 224 i następne. Wzmocniono tu zbyt cienką ściankę dźwigara obustronnymi przykładkami z uwagi na ciśnienie na ściankę dziury w nitach łączących, które należy zawsze obliczyć na oddziaływanie dźwigara policzkowego.

Łożysko dźwigara policzkowego, wykonane przy pomocy blachy i kątowników, a utwierdzone śrubą do kamienia,

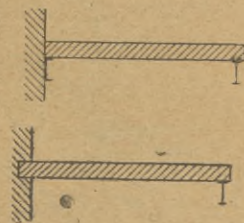


Fig. 222—23.

Stopnie nasadzone wykonać można dla bardzo małych obciążeń na blachach płaskich, wygiętych odpowiednio i zachodzących na siebie wedle fig. 226 i 227. Dla większych obciążeń użyć trzeba osobnych kątowników (fig. 231 i 233), tworzących trójkąty, nasadzone na dźwigar. Często używaną konstrukcję przedstawia fig. 224; blachę o gr. 4–5 mm, wyciętą

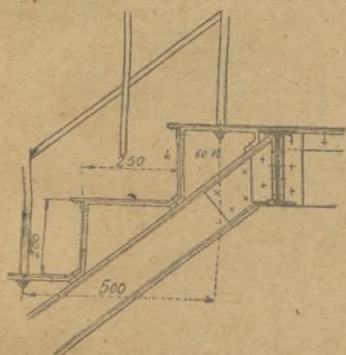


Fig. 227.

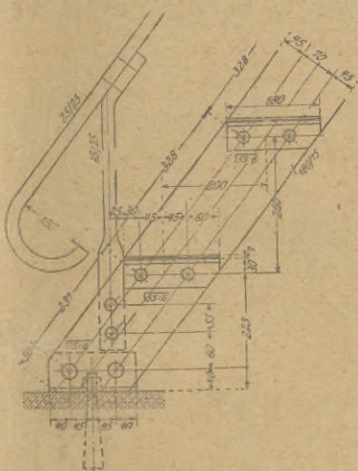


Fig. 228.

kątowno, wzmocnioną kątownikami $30 \times 30 \times 4$ do $40 \times 40 \times 4$, przytwierdza się do policzka walcowanego nitami lub (częściej) kilku śrubami.

Stopnie wpuszczone pokazane są na fig. 234; do ścianki dźwigara policzkowego przynitowano tu ką-

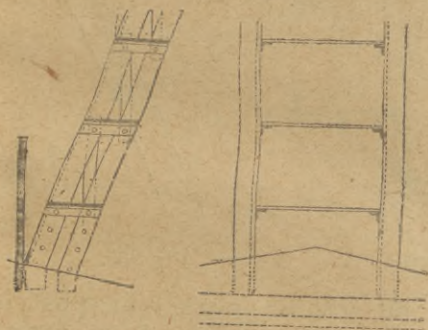


Fig. 229.

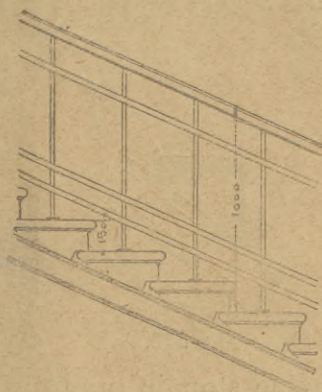


Fig. 230.

towniki, na których wspiera się blacha sadzawek, wzmocniona podstawkami. Por. też fig. 231.

Fig. 236.

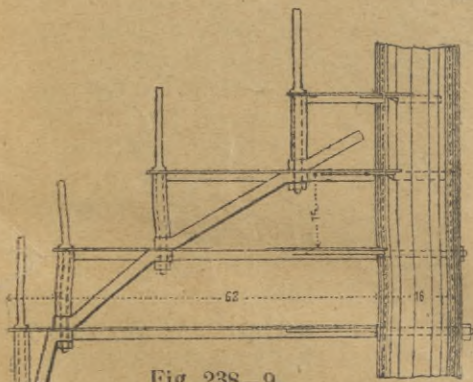
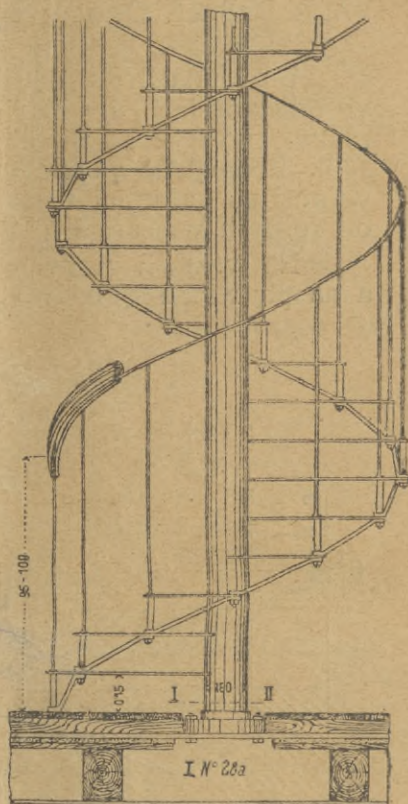
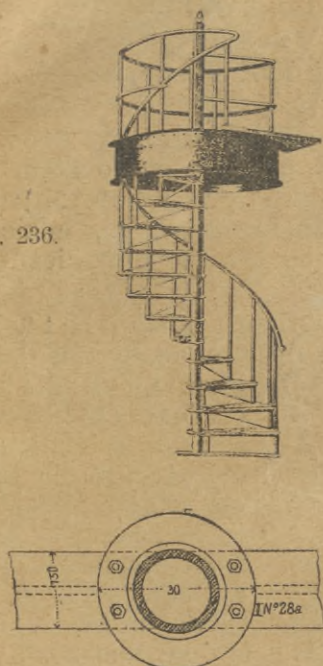


Fig. 238-9.

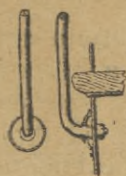


Fig. 240.

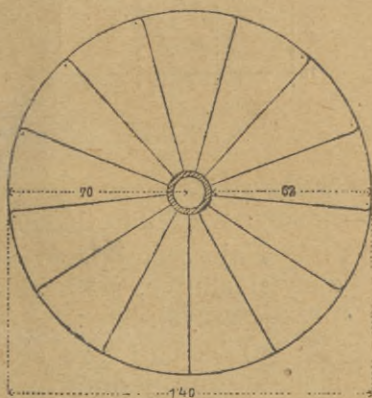


Fig. 237.

VII. DACHY ŻELAZNE

§ 21. Ogólny ustrój dachów żelaznych

Na ścianach zewnętrznych opiera się więzary główne w odległościach $a = 3,5$ do $6,0$ m (zwykle około $4,0$ m dla płatwi zwykłych, około $5,0$ m dla płatwi przegubowych) (fig. 136). Rozpiętość podporaowa wynosi $l = l_0 + m$, gdzie m wynosi co najmniej 40 cm, zwykle 60 i więcej, w zależności od rodzaju więzara i łożysk.

Na węzłach górnych więzarów opierają się płatwie, a na płatwiach krokwie, zwykle drewniane, w odstępach około $1,00$ m; dla krycia betonem krokwie żelazne w odstępach $1,0 - 1,5$ m; dla krycia szkłem krokiewki zw. również żelazne (szceble, szyny), w odstępach $0,5 - 0,8$ m. Pokrycie dachowe spoczywa na krokwiach.

Więzary żelazne łączy się z sobą zwykle po dwa zapomoć tężników (wiatrownic) połączeniowych, a nadto tężnikami (wiatrownicami) pionowymi.

Obliczając dach żelazny, wyznacza się najpierw wymiary krokwi, potem płatwi,

wreszcie więzarów. Tężników nie oblicza się, chyba dla bardzo wielkich dachów.

Najczęściej stosujemy w budownictwie żelaznym więzary dachowe, statycznie wyznaczalne, a z pomiędzy tych przede wszystkim:

a) belki kratowe na dwóch podporach; posiadają one jedno łożysko stałe, drugie ruchome; ilość prętów więzara dla belek statycznie wyznaczalnych wynosi:

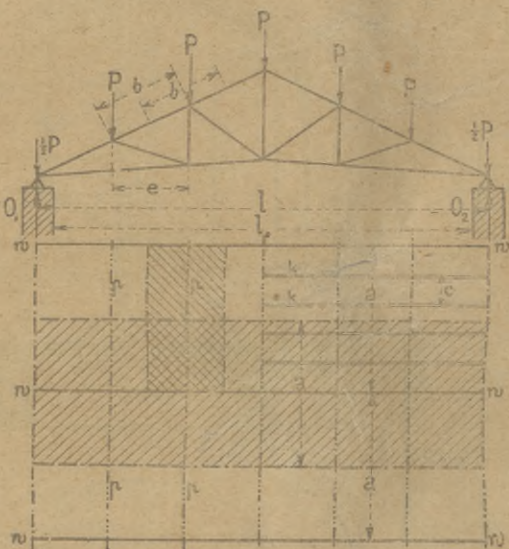


Fig. 241

$p = 2w - 3$ 42
gdzie w jest ilością węzłów;

b) belki kratowe wspornikowe, oparte na jednym łożysku (stałym), w drugim zaś miejscu ustalone w ścianie kotwą (= łożysko ruchome); ilość prętów dla belek statycznie wyznaczalnych $p = 2w - 3$ (fig. 242);

c) rzadziej używane belki łukowe trójprzegubowe, ciągle przegubowe i t. d., o których tu mówić nie będziemy.

§ 22. Projektowanie dachów żelaznych

Przedewszystkiem rozmieszcza się więzary główne w odległościach 4–6 m, w zależności od filarów ściennych budynku i t. p. warunków.

Następnie należy określić zarys więzara. Łożyska dachu, podpartego na słupach, leżą w osi słupów; brzegi łożysk



Fig. 242.



Fig. 243.



Fig. 244

żysk na murach odsunięte są o 10–15 cm od wewnętrznej ściany, a zatem osi łożysk o około 30 cm od tejże.

Położenie i pochylenie górnego pasu więzara określone są zwykle projektem budynku i rodzajem pokrycia dachu (por. tablice). Oś jego leży zwykle około 25 cm poniżej zewnętrznej linii zarysu dachu. Pas dolny jest zwykle poziomy (fig. 243, 248) lub też nieznacznie wznosi się od łożysk spadkiem około 1:10 (fig. 244 i 246). Największa wysokość

Wielkość uwzględniona.



Fig. 245.



Fig. 246.

wieżara (zw. w środku) zależy od przyjętego spadku pokrycia. Dla dachów o znacznym spadku wysokość tę łatwo otrzymamy, wychodząc od punktu przecięcia pasów górnego i dolnego w węzle podporowym; natomiast dla małych pochyłości należy przyjąć narożnik (słup podporowy) pionowy, którego wysokość jest tem większa, im dach jest mniej stromy i im większa jego rozpiętość. Dla małych pochyłości

przyjmuje się często wysokość narożnika około $0,5 h$, gdzie h jest wysokością w środku.

Jeżeli dach ma być częściowo oszklony (por. str. 125), można:

- nałożyć na dach oszkloną latarnię (fig. 248);
- zastosować w dachu oświetlenie boczne (fig. 366), co jest wogóle lepsze, choć droższe;
- dać oświetlenie poprzeczne (fig. 368 i 369).

Rozmieszczenie kraty zależy w pierwszym rzędzie od odstępu płatwi, który równy jest odstępowi węzłów pasu górnego. Wynosi on $2-3$ m i zazwyczaj pozostaje stały na całej długości więzara; wtedy najwygodniej zastosować układ kraty angielski (fig. 245), Polonceau (fig. 244, 246), belgijski (fig. 247) i podobne. Czasem (z powodu latarni i t. p. powodów) musimy w części dachu zmienić odstęp węzłów; wtedy staramy się przynajmniej pozostawić go stałym na części pozostałej. Zmieniamy również odstęp węzłów, jeżeliby przekątnie przecinały się z pasami pod zbyt ostrym kątem (poniżej 30°) w skrajnych częściach.

Latarnie najlepiej zastosować niezwiązane z zasadniczym więzarem; wtedy oblicza się tylko ich działanie na odpowiednie węzły dachowe.

Wzrost belgijski



Fig. 247.



Fig. 248.

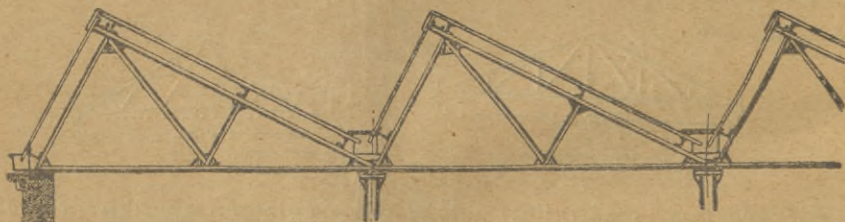


Fig. 249.

Dachy schodkowe (fig. 249), używane najczęściej w warsztatach, dla uzyskania dobrego oświetlenia, posiadają jedną ścianę oszkloną, zwykle prostopadłą do drugiej części pokrycia dachowego, rzadziej pionową. Dziś zwolna wychodzą z użycia.

Dachy jednospadkowe (pulpitowe) buduje się tam, gdzie woda może odpływać tylko w jedną stronę (fig. 250–251).

Dachy wystające (fig. 252) spotyka się zwykle na dworcach kolejowych i na magazynach. Mogą one posiadać w środku pomiędzy podporami wysokość równą wysokości

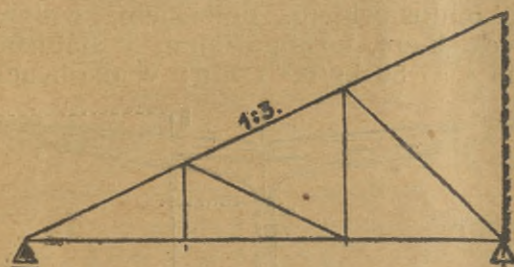


Fig. 250.

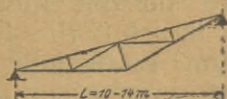


Fig. 251

na podporach, a nawet mniejszą, zależnie od długości ramion wystających.

Dachy wspornikowe mogą być przytwierdzone do słupów (fig. 253, 254) lub też zakotwione w murze (fig. 242 i 255). W pierwszym razie wsporniki są obustronne.



Fig. 252.

Przy dachach wspornikowych zawieszonych w murze pamiętać należy, aby zakotwienie ich było pewne, albo, aby utwierdzone były do odpowiednio stałej konstrukcji innej.

§ 23. Obciążenie dachu

a) Ciężar stały:

Ciężar własny pokrycia należy przyjąć wedle tablic. Ciężar płatwi i tężników wynosi 10 do 15 kg/m² połaci dachu. Ciężar własny więzarów dachowych wynosi dla dachów lekkich 15–20 kg/m², dla ciężkich 20–30 kg/m² rzutu

b) Ciężar śniegu s poleca przyjmować rozporządzenie M. R. P. (§ 6) przepisów obliczenia konstrukcji w budownictwie lądowym) w następujących wielkościach:



Fig. 253.

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

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

górkich ponad 400 m wysokości nad poziom morza $s = 80 + 0,12(h - 400) \text{ kg/m}^2$ rzutu, gdzie h jest wysokością danej miejscowości nad poziom morza. Np. dla miejscowości, położonej na wysokości 650 m n. p. m. należy przyjąć $s = 80 + 0,12 \times 250 = 80 + 30 = 110 \text{ kg/m}^2$ rzutu.

Przepisy M. R. P. powiadają dalej:

§ 6. 2. Dla pochyłości dachów większych niż 30° należy

wielkość obciążenia śniegiem, obliczoną wedle powyższego zredukować, mnożąc ją współczynnikiem a , który wynosi:

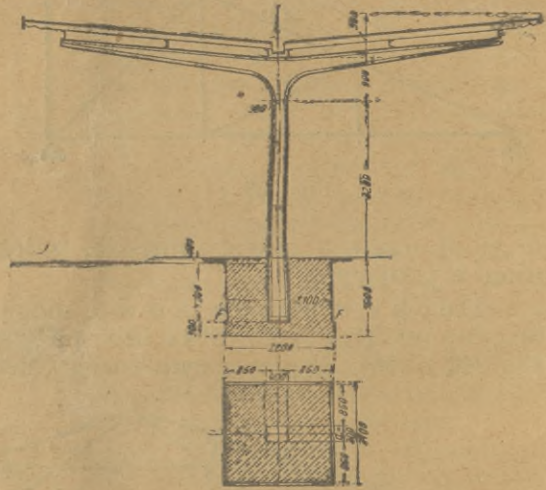


Fig. 254

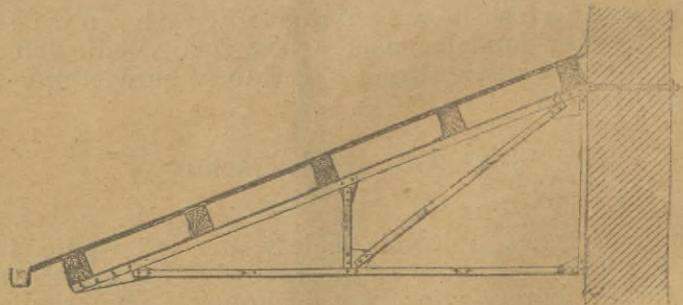


Fig. 255.

- dla 30° , $\alpha = 1,0$
- „ 40° , $\alpha = 0,5$
- „ 45° , $\alpha = 0,0$

Wartości pośrednie interpolować linjowo. Dla pochylenia ponad 45° obciążenia śniegiem można nie uwzględniać. (Punkt ten dotyczy np. świetlni dachowych i t. d.).

3. Przy obliczeniu należy uwzględnić możliwość tworzenia się worków śnieżnych we wgłębionych częściach dachu.

4. Należy uwzględnić możliwość całkowitego lub jednostronnego obciążenia śniegiem.

c) Parcie wiatru uwzględnia się, biorąc tylko składową n tegoż, prostopadłą do powierzchni dachu. Dawniej przyjmowano ją zwykle o wielkości

$$n = w_0 \cdot s \cdot n (\alpha + 10) \dots \dots \dots 43$$

przyczem przyjmowano kierunek parcia pod $\sphericalangle 10^\circ$ do poziomu (i wedle tej wielkości obliczony jest też nasz przykład); obecnie wedle rozp. M. R. P. przyjmować należy parcie wiatru poziome, a tem samem składową \perp do pow. dachu oblicza się wedle wzoru:

$$n = w_0 \cdot \sin \alpha \dots \dots \dots 44$$

We wzorach powyższych α jest kątem pochylenia dachu.

Wielkości w_0 poleca przyjmować M. R. P. wedle następującej tablicy:

- w miejscach zasłoniętych 50 kg/m^2
- odsloniętych
- do 15 m wysokości $\dots \dots 100 \text{ kg/m}^2$
- w miejscach odsloniętych
- ponad 30 m wysokości $\dots 130 \text{ kg/m}^2$

Dla wysokości między 15 m a 30 m należy interpolować wedle linii prostej. Np. dla wysokości 20 m przyjąć należy 110 kg/m^2 . Jeżeli dach znajduje się w granicach między 15 a 30 m, wystarczy dla całej jego wysokości przyjmować wielkość parcia stałą, równą maksymalnej, aby nie utrudniać rachunku. Jeżeli np. rzut dachu mieści się między 21 m a 25 m, wystarczy dla wszystkich węzłów tegoż przyjmować parcie, odpowiadające wysokości 25 m (tj. 120 kg/m^2).

Dla budynków, narażonych na szczególnie silne wiatry (wybrzeże morskie, góry itd.), należy powyższe wartości zwiększyć o 50%.

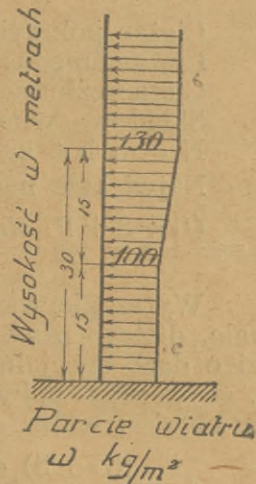


Fig. 255 a.

Dla nachyleń dachu $\alpha < 10-11^\circ$ ($\operatorname{tg} \alpha < 1/5$) można uwzględnić tylko składową pionową parcia wiatru i włączyć ją do obciążeń pionowych. O ile takie dachy mogą być obciążone przez ludzi (terasy i t. d.), należy przyjąć obciążenie 250 kg/m^2 .

d) Ciężar człowieka (skupiony) $P = 80 \text{ kg}$ przyjmuje się przy obliczeniu krokwi, niekiedy i płatwi. Nieraz bierzemy dla uproszczenia $P = 100 \text{ kg}$, uwzględniając tem samem ciężary, jakiby człowiek mógł z sobą wziąć. Przepisy M. R. P. powiadają w § 5. 5:

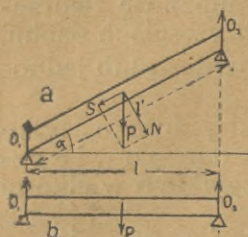


Fig. 256.

Obliczenie pokrycia dachu w miejscach, na których może stanąć człowiek, należy przeprowadzić: a) na ciężar śniegu i wiatru; b) na ciężar skupiony człowieka z narzędziami (100 kg) i uwzględnić niekorzystniejsze z obu obciążeń.

§ 24. Obliczenie i konstrukcja krokwi

Ciężar pokrycia na jedną krokiew: $G = g b c \text{ kg}$

Ciężar śniegu: $S = s e c \text{ kg}$

Ciężar człowieka: $P = 100 \text{ kg}$

Składowa wiatru prostopadła do pości dachu:

$N = n b c \text{ kg}$ (na rys. 256 $l = b$).

Największe naprężenie w krokwi:

$$\sigma = \frac{(G + S + P) \sin \alpha}{F} + \frac{[(G + S + 2P) \cos \alpha + N] b}{8 W} \quad . . . \quad 45$$

Wyraz pierwszy we wz. 40 ma wartość wogóle bardzo małą, dlatego prawie zawsze opuszcza go się (chyba że chodzi o dach specjalnie stromy). Również opuścić można ciężar P , gdyż przy największym wietrze i śniegu nikt po dachu nie chodzi; wobec czego zazwyczaj liczyć można wedle wz.:

$$\sigma = \frac{[(G + S) \cos \alpha + N] b}{8 W} \quad \quad 46$$

Dla bardzo małych nachyleń dachu $\cos \alpha = \infty 1$, wtedy:

$$\sigma = \frac{[G + S + N] b}{8 W} \quad \text{względnie} \quad \sigma = \frac{[(g + s + n) b^2 c]}{8 W} \quad . . \quad 47$$

Krokwie wykonujemy najczęściej z belek drewnianych, zw. o wymiarach $1^8/10$, $1^5/9$, $1^6/13$, $1^8/16$ cm wyjątkowo z małych kątowników i teowników dla pokrycia da-

chówką. Szczeble i szyny używane dla krycia szkłem oblicza się tak samo.

Krokwie drewniane przytwierdza się:

na płatwiach pionowych (fig 257–259) przy pomocy jednego lub dwu kątowników $50 \times 50 \times 6$ do $70 \times 70 \times 8$ śrubą $\frac{1}{4} - \frac{3}{4}$ ''; czasem używamy kątowników nierównoramiennych (fig. 258–259); szczegół górny podaje fig. 259;

na płatwiach ukośnych przy pomocy zacięcia 2–3 cm (fig. 260–261), lub też przy pomocy podkładki i śruby (fig. 262).

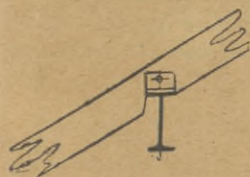


Fig. 257.



Fig. 258.

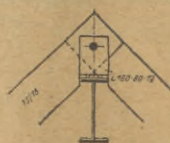


Fig. 259.

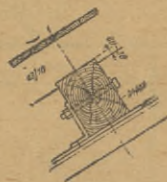


Fig. 260.

§ 25. Obliczenie i konstrukcja płatwi

Płatwie można wykonać jako belki: a) proste, b) ciągłe przegubowe. Ułożyć zaś je można pionowo (fig. 257 i 258) lub prostopadłe (fig. 260,–262) do połaci dachu.

Obciążenie płatwi:

Ciężar pokrycia $G_1 = g a b$ kg

Ciężar własny płatwi (często uwzględniony już w wartości obciążenia g) $G_2 = 10 a b$ kg

Ciężar śniegu $S = s a e$ kg

Parcie wiatru prostopadłe do połaci . $N = n a b$ kg

Obciążenia te przyjmuje się prawie zawsze jako jednostajnie rozłożone na długości płatwi.

Dla płatwi, wykonanych jako belki proste, wynoszą zatem największe momenty:

a) dla obciążenia pionowego:

$$M_1 = \frac{a}{8} (G_1 + G_2 + S) \quad 48a$$

Fig. 261.

b) dla parcia wiatru: $M_2 = \frac{a}{8} N \quad 48b$

a stąd największe naprężenia w płatwiach, umieszczonych prostopadłe do połaci:



Fig. 262

$$\sigma = \frac{M_1 \cos \alpha + M_2}{W'} + \frac{M_1 \sin \alpha}{W''} \dots \dots \dots 49$$

dla płatwi, umieszczonych pionowo:

$$\sigma = \frac{M_1 + M_2 \cos \alpha}{W'} + \frac{M_2 \sin \alpha}{W''} \dots \dots \dots 50$$

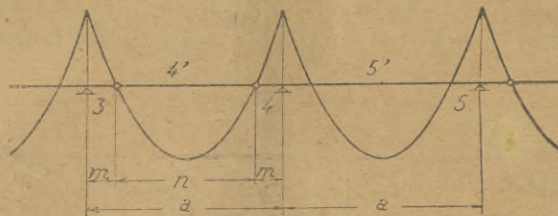


Fig. 263.

Płatwie przegubowe (fig. 263) wykonuje się w tym celu, aby zmniejszyć momenty, działające na płatwie, a tem samem i przekrój płatwi; natomiast przychodzi koszt wykonania przegubu; wogóle opłacają się dla odległości więzarów większej od 4—4,5 m. Składają się one: a) z części jedno lub obustronnie wystających (wspornikowych), b) z części zawieszonych (wolno podpartych w przegubach) o długości n . Najkorzystniej rozkładają się momenty dla obciążenia całkowitego jednostajnego w razie, gdy przeguby znajdują się od podpory w odległości:

$$m = 0,1465 a \dots \dots \dots 51$$

Wtedy największe momenty otrzymamy w wielkości:
a) dla obciążenia pionowego:

$$M_3 = M_1 = \dots = M'_1 = M'_3 = \dots = \frac{a}{16} (G_1 + G_2 + S)$$

b) dla parcia wiatru:

$$M_3 = \dots = M'_1 = \dots = \frac{a}{16} N \dots \dots \dots 52$$

Ogólnie dla obciążenia q , względnie Q :

$$M_3 = \dots = M'_1 = \dots = \frac{a}{16} Q = \frac{qa^2}{16} = 0,0625 q a^2 \dots$$

W skrajnych przęsłach płatwi powstają momenty zgięcia nieco większe, niż w przęsłach środkowych. Celem pewnego ujednostajnienia staramy się najczęściej o to, aby przynajmniej momenty podporowe były wszędzie sobie równe. Trzeba wtedy nieco przesunąć przegub w przęsło skrajnem (por. fig. 263 a); długość m_1 winna wynosić mianowicie:

$$m_1 = 0,125 a \dots \dots \dots 51 a$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Wtedy oddziaływania: } A = B = 0,4375 q a \dots \dots \dots \\ C_1 = C_5 = 1,0625 q a \dots \dots \dots \\ C_2 = \dots = C_4 = q a \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} 52 a$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Momenty: } M_1 = \dots = M_5 = 0,0625 q a^2 = \frac{1}{16} q a^2 \dots \\ M_2 = \dots = M_5 = 0,0625 q a^2 = \frac{1}{16} q a^2 \dots \\ M_1 = M_6 = 0,0957 q a^2 \dots \dots \dots \end{aligned} \right\} 52 b$$

Dokładne rozmieszczenie przegubów dla różnych odstępów więzarów podane jest na następującej tablicy:

a w me- trach	Położenie przegubu w metrach						
	m	n	m ₁	n ₁	c	d	e
4,00	0,59	2,82	0,50	3,50	0,72	2,06	1,22
4,10	0,60	2,90	0,51	3,59	0,74	2,11	1,25
4,20	0,62	2,96	0,53	3,67	0,76	2,16	1,28
4,30	0,63	3,04	0,54	3,76	0,77	2,22	1,31
4,40	0,65	3,10	0,55	3,85	0,79	2,27	1,34
4,50	0,66	3,18	0,56	3,94	0,81	2,32	1,37
4,60	0,67	3,26	0,58	4,02	0,83	2,37	1,40
4,70	0,69	3,32	0,59	4,11	0,85	2,42	1,43
4,80	0,70	3,40	0,60	4,20	0,86	2,48	1,46
4,90	0,72	3,46	0,61	4,29	0,88	2,53	1,49
5,00	0,73	3,54	0,62	4,38	0,90	2,57	1,53
5,10	0,75	3,60	0,64	4,46	0,92	2,62	1,56
5,20	0,76	3,68	0,65	4,55	0,94	2,67	1,59
5,30	0,78	3,74	0,66	4,64	0,95	2,73	1,62
5,40	0,79	3,82	0,68	4,72	0,97	2,77	1,65
5,50	0,81	3,88	0,69	4,81	0,99	2,83	1,68
5,60	0,82	3,96	0,70	4,90	1,01	2,88	1,71
5,70	0,84	4,02	0,71	4,99	1,03	2,93	1,74
5,80	0,85	4,10	0,72	5,08	1,04	2,99	1,77
5,90	0,86	4,18	0,74	5,16	1,06	3,04	1,80
6,00	0,88	4,24	0,75	5,25	1,08	3,09	1,83

W przęsłach skrajnych można albo zastosować większy profil, albo też, zachowując profil ten sam, co w prętach

środkowych, wzmocnić go tylko przy pomocy profilów dodatkowych. Wzmocnienie to powinno być takie, aby moment

(Fig. 263a i 263b.)

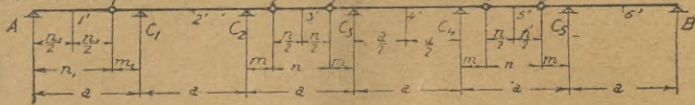


Fig. 263 a.

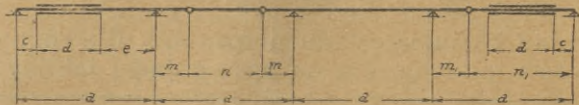


Fig. 263 b.

wytrzymałości zwiększył się o 53%. Użyć przytem można następujących tablic (dla profilów niemieckich):

I	Potrzebny moment wytrzymałości w cm^3	Dla wzmocnienia użyć 2 profilów	C	Potrzebny moment wytrzymałości w cm^3	Dla wzmocnienia użyć profilu
8	29,9	5	8	40,6	8
10	52,4	$6\frac{1}{2}$	10	63,1	10
12	83,8	8	12	92,9	12
14	125,4	10	14	132,3	14
16	179	12	16	178	16
18	247	14	18	230	18
20	328	14	20	292	20
22	426	16	22	375	22
24	542	18	24	459	24
26	677	20	26	568	26



Fig. 263 a.



Fig. 263 b.

Długości d , na których wzmocnienie jest potrzebne, podane są na poprzedniej tablicy. Licząc dokładniej, powinniśmy uwzględnić, że krokwie działają na płatki jako ciężary skupione, oraz, że często przekrój płatki osłabiony jest na podporze przez nity (por. fig. 266, 267 itd.). Osłabienie to powoduje przesunięcie osi ciężkości (por. fig. 264), a zarazem zmniejszenie momentów bezwładności i wytrzymałości, dochodzące

We wzorach tych P jest całkowitem obciążeniem jednej krokwi. Zazwyczaj wystarczy przyjąć obciążenie jednostajnie rozłożone.

☞ Płatwie dachów żelaznych wykonać można jako drewniane lub jako żelazne.

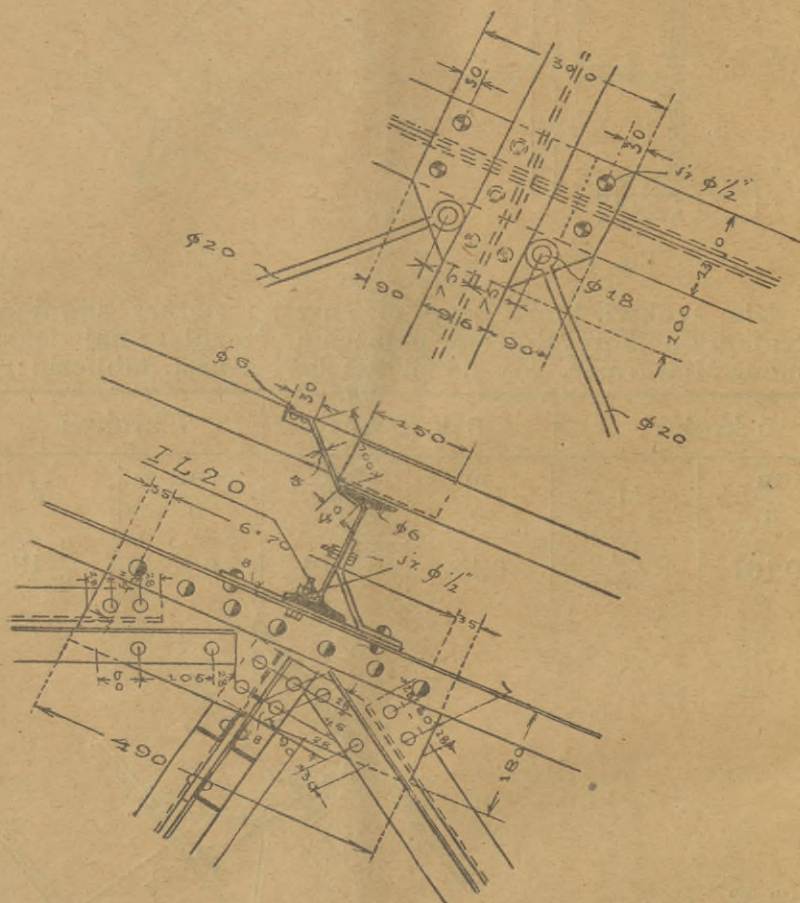


Fig. 268—269.

Ukośne płatwie drewniane (fig. 260 i 265) umieszcza się wprost na pasie górnym więzara, przymocowując je śrubą o średnicy $\frac{1}{2}$ " do $\frac{3}{4}$ " do kątownika (co najmniej $70 \times 70 \times 8$ lub lepiej nierównoramiennego $60 \times 90 \times 8$), przynitowanego do pasu. Kątownik ma długość równą szerokości pasu lub nieco większą. W razie, jeżeli belka drewniana jest bar-

odpowiednio i stężonej obustronnie kątownikami (fig. 273). Połączenie na blasze węzłowej por. fig. 270. Lekkie płatwie żelazne utwierdzić też można wedle fig. 274.

Płatwę szczytową wykonać można wedle jednego z wyżej podanych sposobów, przekształconego odpowiednio do pochylenia obu części pasu w przeciwne strony, por. fig. 275 i następane.

Na fig. 275 wykonano podstawę poziomą przez zastosowanie odpowiednio wygiętej blachy o grubości 10 mm.

Na fig. 276 wysunięto blachę węzłową i ustalono płatwę poprzecznie przy pomocy kątowników, opartych na podkładkach, a dochodzących do ścianki dźwigara.

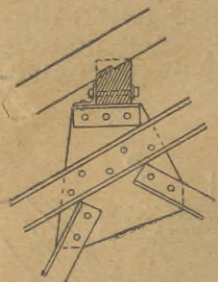


Fig. 273.

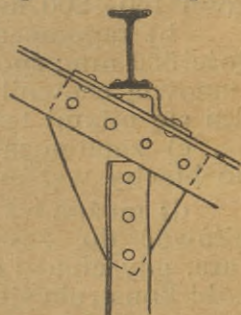


Fig. 274.

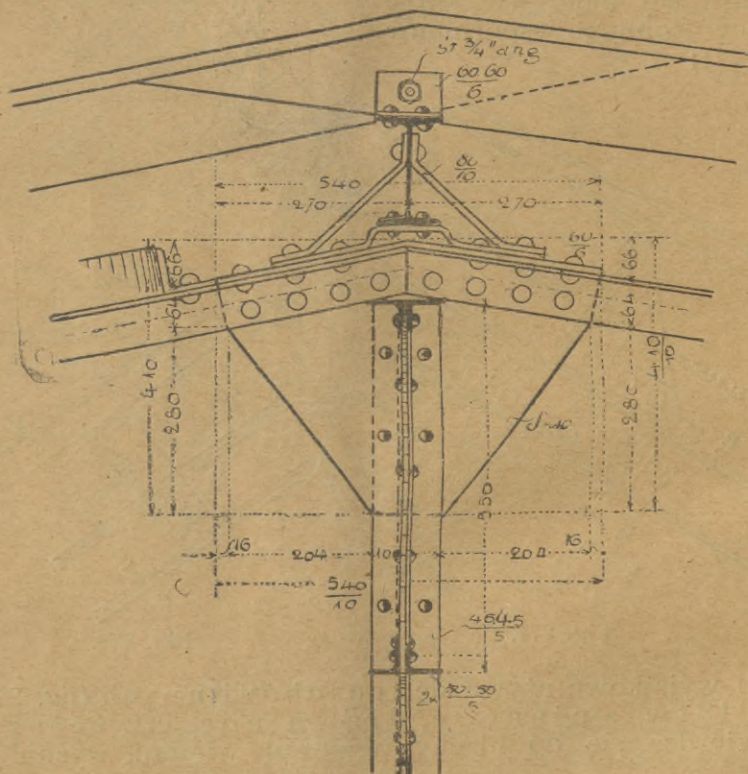


Fig. 275.

o spadku większym, drugą dla drugiego. Na fig. 284 widzimy dwa dźwigary, oparte bezpośrednio na pasach przy pomocy blach zagiętych.

Na fig. 285 i 286 podniesiono znacznie płatew górną w tym celu, aby uzyskać większą wysokość części oszklonej górnej nad częścią dolną, krytą blachą. — Szczelble bowiem części górnej, oszklonej, sięgać winny co najmniej 10 cm ponad płaszczyznę dolną.

Przeguby przedstawione są na fig. 287—294. Na fig. 287 widzimy przegub, wykonany tak, że część zawieszona (lewa)

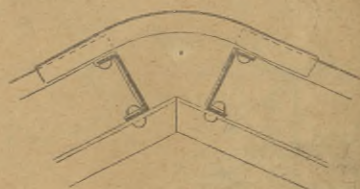


Fig. 278.



Fig. 280.

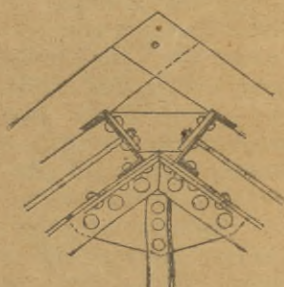


Fig. 279.



Fig. 283.

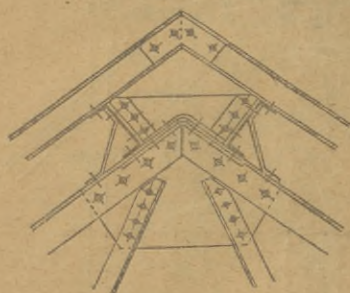


Fig. 281.

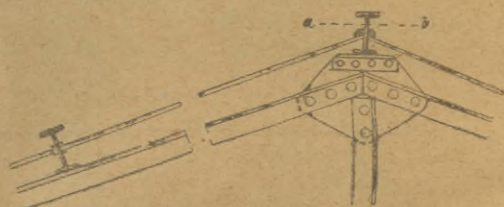


Fig. 282.

spoczywa na okrągłym trzpieniu, umieszczonym w otworze przykładek, utwierdzonych stale do części wystającej (prawej). — Trzpień w swej części środkowej wycięty jest górną poziomo. Blachy „a” nanitowano, aby uzyskać większą szerokość na ciśnienie na ściankę dźwigara. Na tymże rysunku widzimy przegub stały i przegub ruchomy.

Fig. 288 i 289 przedstawiają przeguby, wykonane przy pomocy przykładek, względnie kątowników nierównoramien-

Wymiary przegubów wedle fig. 289 a i 289 b.

Wedle figury	I	h	Przykładki z kątowników	w ₁	a ₁	w	w ₁	a	c	Średnica nitów	Średnica trzołu
289 a	8	80	40 × 50 × 5	—	—	28	—	22	40	14	1/2"
	10	100	50 × 65 × 5	—	—	35	—	30	50	20	3/4"
	12	120	40 × 80 × 6	—	—	45	—	35	60	23	7/8"
289 b	14	140	50 × 100 × 6	53	47	30	46	24	47	17	7/8"
	16	160	50 × 100 × 6	53	47	30	46	24	57	17	7/8"
	18	180	65 × 130 × 8	70	60	40	60	30	60	20	1"
	20	200	65 × 130 × 8	70	60	40	60	30	70	20	1"
	22	220	65 × 130 × 8	70	60	40	60	30	80	20	1"
	24	240	65 × 130 × 8	70	60	40	60	30	90	20	1"

Inny przykład — tańszy, ale mniej dobry — podaje fig. 290. Belka zawieszona wspiera się na sześciu śrubach, umieszczonych w dziurach podłużnych (przegub ruchomy).

Na fig. 291—293 przedstawiony jest przegub, opierający się przy pomocy blach „a”, „b” i „c” na belce wystającej (niejako łożysko płaskie).

Można wreszcie przegub wykonać przez przynitowanie do obu części, wiszącej i wystającej, kątowników, wzajemnie wspierających się na sobie. W przegubie stałym połączone są one śrubą (fig. 294); w przegubie ruchomym śruby niema.

§ 26. Obliczenie więzara dachowego

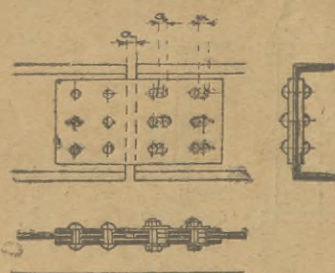


Fig. 290.

Obciążenie więzara dachowego (oraz jego ciężar własny) przyjmujemy jako ciężary skupione w węzłach pasu górnego. Obciążenie pionowe składa się z oddziaływania płatwi $G_1 + G_2 + S$ (por. § 25) i części ciężaru własnego więzara, który wynosi $g_s = -15$ do 20 kg/m^2 i wyżej.

Całkowite obciążenie pionowe węzła górnego wynosi więc:
 $P = G_1 + G_2 + G_s + S \dots 53$

Parcie wiatru na kierunku prostopadły do połaci i wynosi $N = n a b$ **53a.**

Obliczenie przeprowadza się zwykle osobno:

- a) dla obciążenia pionowego,
- b) dla parcia wiatru z prawej strony i
- c) dla parcia wiatru z lewej strony.

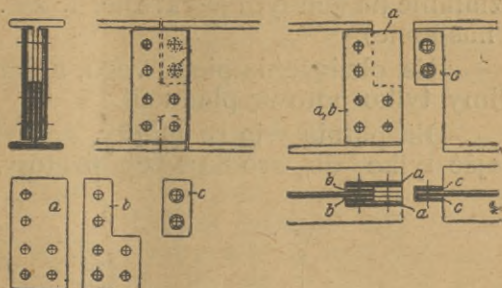


Fig. 291-293.

Dla dachów o pochyleniu mniejszem niż 1:5 można obliczenie przeprowadzić tylko dla obciążenia pionowego dla ciężarów węzłowych $P = G_1 + G_2 + G_3 + S + N$. . . **53b.**

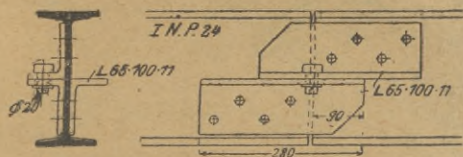


Fig. 294.

Mając obliczone ciężary węzłowe, wyznaczamy oddziaływania (odpory). Dla obciążenia pionowego są one pionowe; dla obciążenia wiatrem oddziaływanie łożyska ruchomego jest pio-

nowe; kierunek drugiego oddziaływania znajdujemy, łącząc punkt podporowy łożyska stałego z punktem przecięcia wypadkowej wiatru i oddziaływania pionowego. Wielkość oddziaływań znajdujemy z wieloboku sił.

Siły wewnętrzne w prętach znajdujemy najczęściej przy pomocy t. zw. planu sił. Poczynając od łożyska (lub od miejsca, gdzie przecinają się tylko 2 pręty o niewiadomej narazie sile wewnętrznej), rozkładamy wiadome siły, działające na węzeł, na 2 siły równoległe do sił w prętach, o niezna-nej sile i wyznaczamy w rysunku wielkość tychże. W ten sposób idziemy dalej, wybierając wciąż pokolei węzły, w któ-

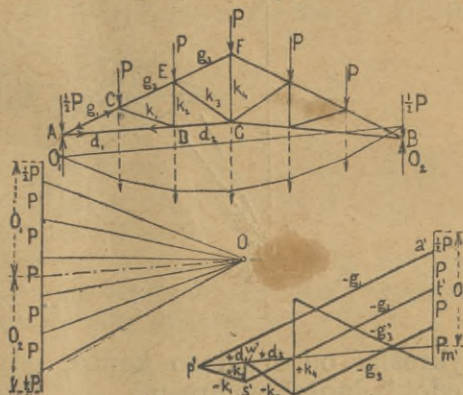


Fig. 629

kierunek drugiego łączy punkt przecięcia wypadkowej, oraz oddziaływania O_1 z łożyskiem więzara (por. fig. 297).

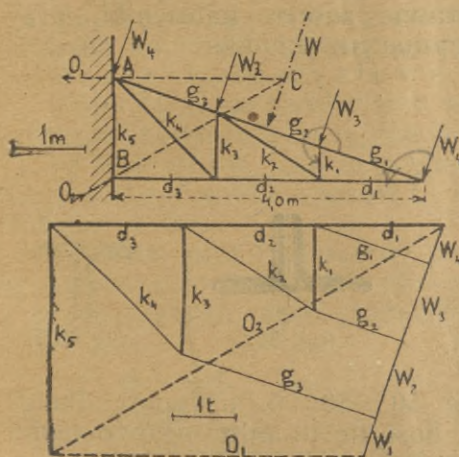


Fig. 297

Najwygodniej rozpocząć wyznaczenia sił od węzła, w którym schodzą się pręty g_1 i d , których siły wewnętrzne znajdziemy, rozkładając na odpowiednie składowe siłę W_1 ; podobnie znajdziemy kolejno siły w innych prętach, dochodząc ostatecznie do węzłów A i B. Oddziaływanie O_1 w kotwie poziomej znajdziemy z warunków równowagi dla węzła A. Oddziaływanie O_2 równe jest co do wielkości wypadkowej sił d_3 i k_2 .

Oddziaływanie można znaleźć wprost, rozkładając wypadkową siłę wewnętrzną

W na siły: O_1 poziomą i O_2 , przechodzącą przez punkty C i B.

Dachy wspornikowe, wsparte na jednym słupie (fig. 253), oblicza się tak samo. Słup należy obliczać na ciśnienie i zginanie przy obciążeniu obu wsporników stałym ciężarem, jednego (większego) zaś prócz tego śniegiem i wiatrem. Dla mniejszych rozpiętości wykonuje się wsporniki o ściance pełnej (fig. 254).

§ 27. Konstrukcja więzara dachowego

Pasy wykonuje się najczęściej z dwu kątowników, rozsuniętych na grubość blachy węzłowej (najczęściej 10–12 mm dla normalnych więzarów), przyczem ich ramiona poziome umieszcza się na zewnątrz zarysu więzara, na pasie górnym górą (fig. 298), na dolnym dołem (fig. 299). Dla większych sił używamy na pasy:

- dwu kątowników ze ścianką, przyczem zwykle $g = 12-20$ mm (fig. 300);
- dwu kątowników z nakładką (konstrukcja gorsza) (fig. 301–302);
- dwu kątowników ze ścianką i nakładką (fig. 303);
- dwu ceowników (fig. 304).

Niekiedy używamy kątowników nierównoramiennych (fig. 305, 302).



Fig. 298.

Na figurach tych przedstawione są przekroje pasu dolnego. Te same przekroje, tylko umieszczone odwrotnie, używane są jako przekroje pasu górnego.

Krzyżulce tworzą prawie zawsze kątowniki, przy czym można użyć ich w następującym składzie:



Fig. 299.



Fig. 300.



Fig. 301.



Fig. 302.

a) jeden kątownik najw. $50 \times 50 \times 5$, używany dla sił mniejszych niż $2t$; siła przenosi się tu mimoosiowo lepiej więc i w tym razie użyć dwu kątowników;

b) dwa kątowniki, zestawione na odległość blachy węzłowej, używane na ścięgna (pręty ciągnione) lub na zastrzały (ściskane) o niewielkiej sile wewnętrznej (fig. 306—307);

c) dwa kątowniki na krzyż, używane dla przekrojów, ciśnionych większą siłą (fig. 308);

d) cztery kątowniki na krzyż, używane dla większych ciśnień (fig. 309).



Fig. 303.



Fig. 304.



Fig. 305.

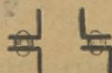


Fig. 306—7.



Fig. 308.



Fig. 309.

Innych przekrojów, np. płaskowników (wstęg) na przekroje ciągnione używa się rzadko.

Zazwyczaj lepiej jest zastosować w jednej konstrukcji możliwie małą różnorodność profilów, np. tylko 2-3 rodzaje kątowników, a za to użyć paru z pomiędzy powyższych kombinacji, np. na poszczególne krzyżulce użyć przekroju, złożonego wedle b), c) i d).

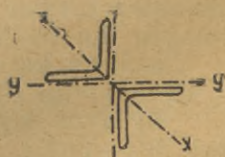


Fig. 310.

Przy obliczaniu tych przekrojów na ściskanie pamiętać należy, że wyboczenie nastąpić niezawsze może dla naj-

Węzeł końcowy dachu wspornikowego przedstawia fig. 316; zagięto tu jedno ramię kątowników dolnych dla uzyskania gładkiej płaszczyzny.

Inne przykłady węzłów widzimy na fig. 47 i następnej.

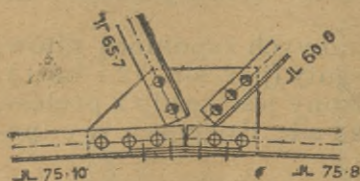


Fig. 313 a.

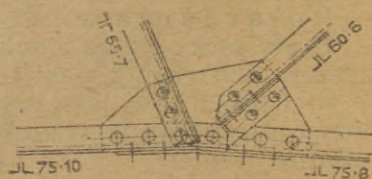


Fig. 313 b.

Węzeł podporowy należy specjalnie usztywnić najczęściej dwoma kątownikami lub ceownikiem (fig. 324). Dolną powierzchnię poziomą, potrzebną do położenia na łożysku, można uzyskać:

- przez przedłużenie poziomego pasu dolnego (fig. 317);
- przez przedłużenie pochylego pasu dolnego po zagięciu go (fig. 318); zwykle tylko dla bardzo małych sił wewnętrznych i małego pochylenia pasu dolnego;
- przez dodanie w dole poziomego kątownika (fig. 319 i 324) o wymiarach równych lub nieco większych od wy-

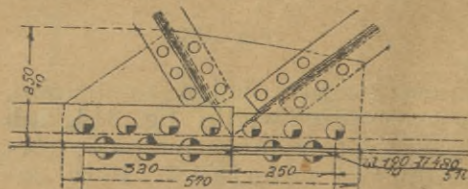


Fig. 314.

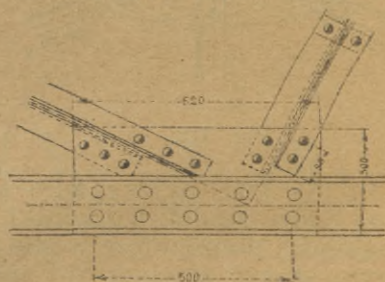


Fig. 315.

miarów kątowników pasów. Na długości łożyska przytwierdza się zwykle do kątowników łożyskowych zapomocą nitów dołem wpuszczonych, blachę o grubości równej lub nieco większej od grubości kątowników (10–12 mm).

Punkt przecięcia się pasów powinien leżeć na pionowej, przechodzącej przez oś łożyska, i możliwie niewysoko. Jeżeli na podporze jest pręt pionowy (t. zw. narożnik), to oś jego powinna w przedłużeniu przechodzić przez oś łożyska.

§ 28. Łożyska więzarów dachowych

a) Dla małych rozpiętości do 5—6 m można oprzeć więzary na płycie z żelaza zlewnego, grubej 12—15 mm, o długości kątowników podstawowych około 30 cm, a szerokości nieco większej od ich wspólnej szerokości (20—30 cm), przytitej do nich. Tu nie potrzeba rozróżniać łożyska stałego od ruchomego.

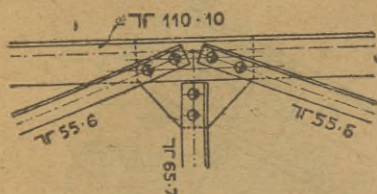


Fig. 315 a.

zaokrąglonych u góry promieniem 2,5 do 4,0 m. Łożysko płaskie należy ściać, poczynając od osi, spadkiem 1:40 do 1:50. Szerokość i wysokość żeber górnych 30—50 mm: dla ustalenia w kamieniu podporowym najlepiej użyć żebra dolnego w środku łożyska o tych samych lub nieco większych wymiarach. Dla ustalenia belki na łożysku stałym służyć mogą, podobnie jak w łożyskach blachownic:

a) występy żeber górnych, wchodzących w wycięcia kątowników podporowych (fig. 153); albo

b) trzpienie lub śruby bez naśrubka, wchodzące w otwór w kątownikach dolnych więzara i w odpowiedni mu otwór w płycie lanej, albo wreszcie

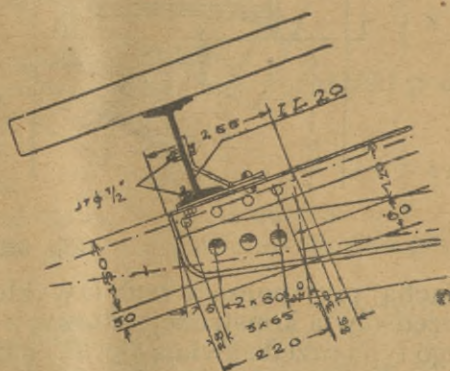


Fig. 316.

c) płaskownik $\frac{50}{12}$ do $\frac{80}{15}$,

przytitej napoprzek do blachy łożyskowej, wchodzący w odpowiednie gniazdo łożyska lanej.

Łożysko ruchome tych urządzeń nie posiada.

Do kątowników podstawowych

więzara przytwardza się poziomą blachę żelazną $g = 10—15$ mm przy pomocy nitów, wpuszczonych dołem (por.

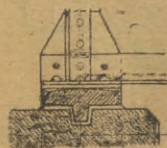


Fig. 317

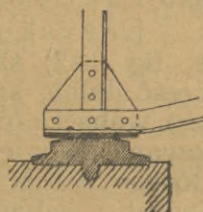


Fig. 318.

łożyska blachownic fig. 153—160). Dla rozpiętości od 15 m dobrze jest wykonać górną płytę także z żeliwa. Przytwierdza się ją wtedy do pasa dolnego (wzmocnionego j. w.

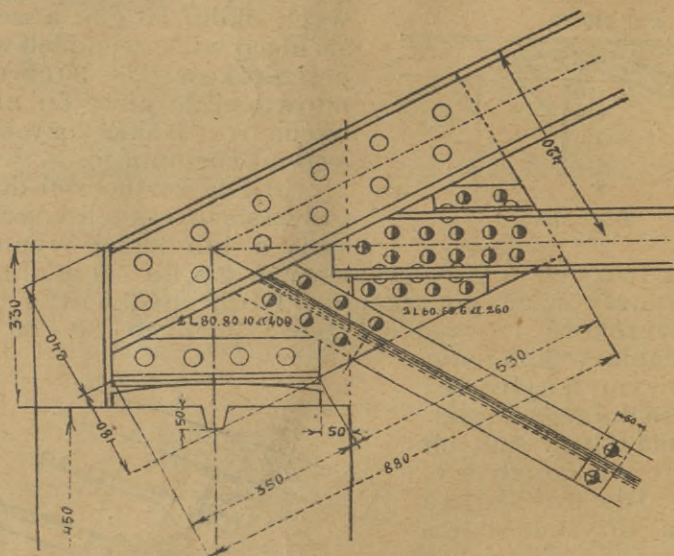


Fig. 319.

blachą) przy pomocy śrub (zwykle 4 d $\frac{5}{8}$ " lub d $\frac{3}{4}$ "'). Fig. 321 przedstawia konstrukcję starszą i gorszą; lepszą konstrukcję tego typu przedstawiają fig. 323 i 324.

d) Dla rozpiętości większych niż 15—20 m używamy łożysk kołyskowych jako stałych, zaś kołyskowo-wałkowych jako ruchomych.

Łożysko kołyskowe (stałe, fig. 322) składa się z kadłuba (część dolna, spoczywająca na murze), wahacza (część górna, przymocowana do więzara) i czopa, około którego wahacz może się obracać. Kadłub i wahacz są żeliwne, trzpień może być żeliwny lub ze stali lanej o średnicy

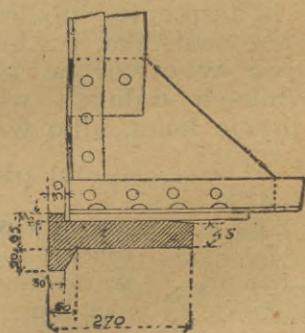


Fig. 320

$$d = \frac{3A}{b_1} \text{ (dla żeliwa), wzgl. } d = \frac{1,5 A}{b_1} \text{ (dla stali lanej) . 54}$$

przyczem $min. d = 8 \text{ cm}$. We wzorze tym A oznacza największe oddziaływanie w tonnach.

Inne wymiary łożyska (w przybliżeniu):

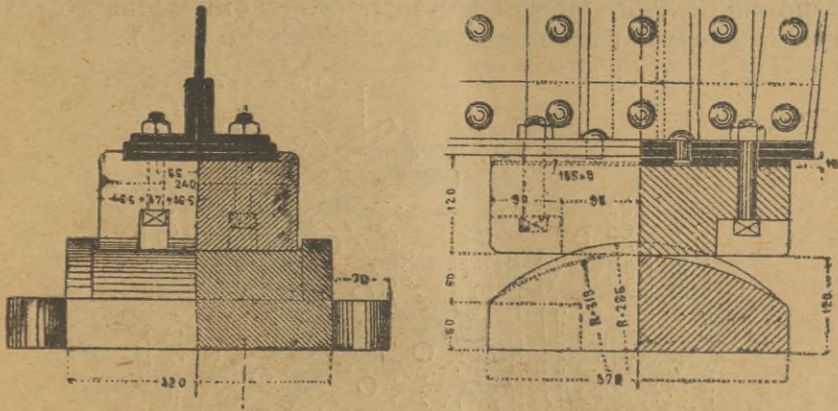


Fig. 321.

szerokość wahacza $a_1 = 30 + \frac{A}{10}^*$ } 55

długość „ $b_1 = b_0 + (4 \text{ do } 6) \text{ cm}$ }
gdzie $b_0 =$ szerokość pasu dolnego, względnie podkładki podstawowej węzła łożyskowego:

szerokość kadłuba $a_2 = \frac{A}{b_2 k_c}$ } 56

długość „ $b_2 = b_1$ aż do $b_2 = b_1 + 20 \text{ cm}$ }
gdzie $k_c =$ naprężenie dopuszczalne na ciśnienie na cios podporowy.

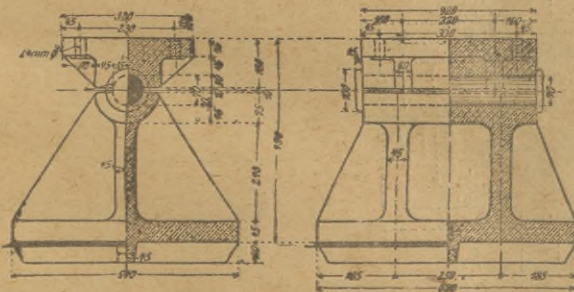


Fig. 322.

Dla uniemożliwienia bocznego przesunięcia czop otrzymuje rąbek wystający nazewną, o szerokości 15–20 mm.

Kadłub i wahacz mają kształt trójkątowy, zwiększający się ku środkowi; można odlać

kształt ten jako pełny, albo też (częściej) wykonać w środku pionową ścianę o grubości 50–60 mm, wzmocnioną 2–4

*) We wzorach 54 i 55 należy przyjąć A w tonnach, we wzorze 56 w kg.

górnego nieco ekscentrycznie lub też na blachach węzłowych; ustawia się je wtedy po jednym w polu zamkniętem sąsiednimi więzarami i płatwiami (por. fig. 332);

b) z prętów okrągłych $d = 12-15$ mm (fig. 333) po dwa na krzyż w jednym polu fig. 331), połączonych prze-

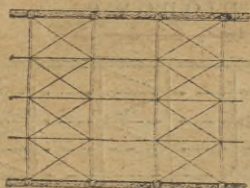


Fig. 331.

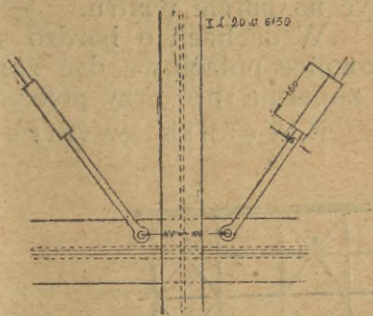


Fig. 333.

gibnie w węzłach; zwykle umieszcza się na nich zamek do naciągania z wykły (nieдалeko końca prętów) lub okrągły (w skrzyżowaniu ich, fig. 334).

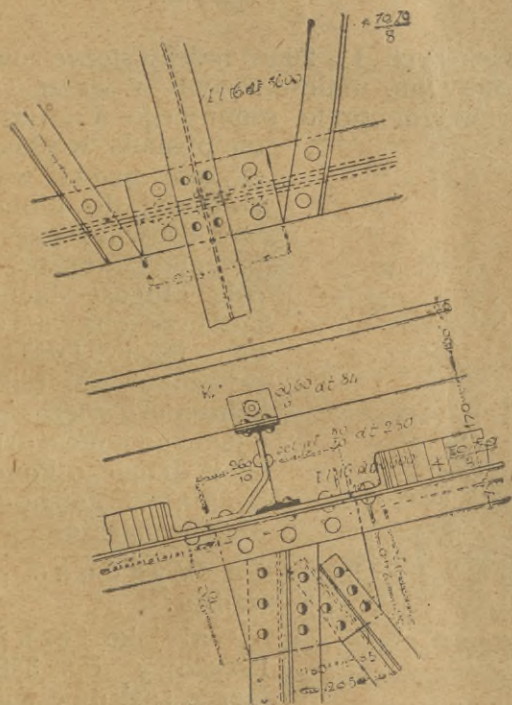


Fig. 332.

Jeżeli odstęp więzarów jest więcej niż $2\frac{1}{2}$ -krotnie większy od odstępu płatwi, to teżniki połączeniowe umieszcza się wedle fig. 335. W punktach „o” można teżnik kątownikowy przytwierdzić do płatwi na blachę węzłową.



Fig. 334.

Jeżeli płatwie są przegubowe, to teżniki umieszcza się między temi więzarami, między którymi niema przegubów (fig. 336).

Szczegół górny tęczników por. fig. 337.

Dla większych konstrukcji i obciążeń należy wymiary tęczników, umieszczonych między skrajnymi więzarami, obliczyć na parcie wiatru.

W dachach o bardzo sztywnym pokryciu można wiatrownice połaciowe dać znacznie rzadziej, a nawet opuścić je zupełnie (np. przy pokryciu betonem).

B. Tęczniki (wiatrownice) pionowe.

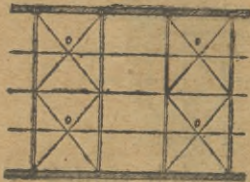


Fig. 335.

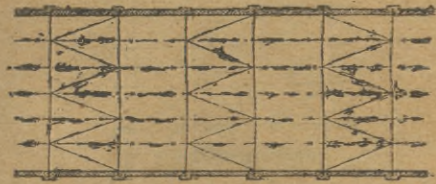


Fig. 336.

Więzary dachów większych ($l > 20$ m) należy stężyć również tęcznikiem t. zw. pionowym, umieszczonym w płaszczyźnie pionowej lub, jeżeli więzar pręta pionowego w środku

nie posiada, w płaszczyźnie możliwie zbliżonej do pionowej. Dawniej często przechodził on przez całą długość dachu, łącząc ze sobą wszystkie więzary. Dziś łączy zazwyczaj tylko jedną parę więzarów u jednego końca, drugą u drugiego końca dachu, co najzupełniej wystarcza.

Wykonać go można:

a) jako tęcznik krzyżowy (fig. 338), łącząc sąsiednie więzary kąto wnikaми ponad $60 \times 60 \times 6$;

b) jako tęcznik kratowy (fig. 339) o wysokości 500 do 600 mm (dla większych wysokości więzarów).

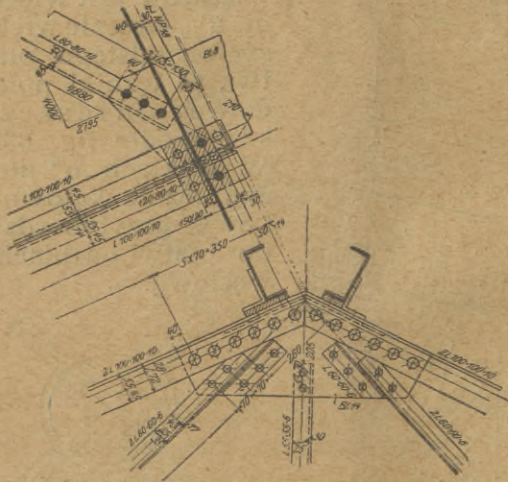


Fig. 337.

umieszcza się w zaprawie cementowej wkładki żelazne okrągłe (rzadko) lub płaskie o wymiarach od $\frac{25}{1}$ do $\frac{40}{2}$ mm.

e) Strop żelbetowy (żelazno - betonowy) między dźwigarami (fig. 346) o grubości płyty żelbetowej od 8 cm w górę, a o rozpiętościach, dochodzących do 6 m.

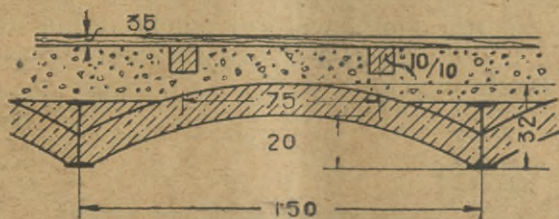


Fig. 343.

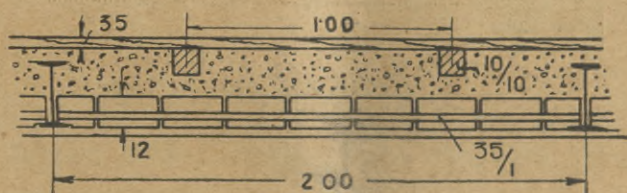


Fig. 344.



Fig. 345.

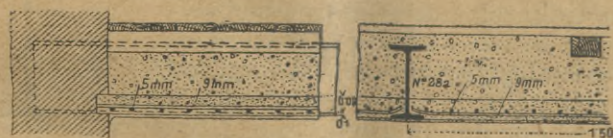


Fig. 346.

Można też zastosować żelbetowy strop sklepiony (fig. 347). Częściej jednak w tych wypadkach używa się belek głównych również żelbetowych (żelazno-betonowych).

f) Strop z pustaków betonowych między dźwigarami. Pustaki mogą posiadać wkładki żelazne. Zwykle dla podanej rozpiętości i obciążenia otrzymuje się z fabryki pustaki o odpowiednich wymiarach ścian i wkładek. Częściej umieszcza się wkładki między pustakami w cemencie.

Pustaków można też użyć w formie sklepienia (fig. 348).

Dla uzyskania ogniotrwałości należy dolną stopkę dźwigara otoczyć u dołu 2–3 cm warstwą cementu na siatce lub na matkach trzcinowych.

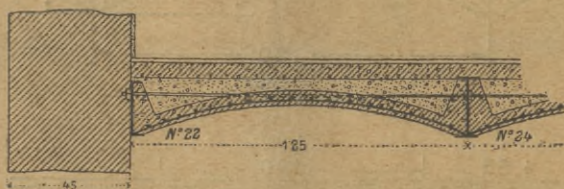


Fig. 347.



Fig. 348.

Podłogę krytą linoleum układa się często na 2–3 cm pokładzie gipsowym dobrze wyrównanym i przykleja specjalnym kitem.

g) Chodniki żelazne wykonuje się zwykle z blachy rowkowanej, przytwierdzając ją do dźwigarów nitami, wpuszczonymi górną (fig. 349).

Pragnąc dać dołem oświetlenie, używamy blachy dziurowanej lub rusztów z płaskowników $20/1-40/5$, różstawionych w odległościach 20–40 mm na kant. —

Umieszcza się je w ramach z kątowników L. 3 lub L. 4 i ustala przy pomocy śrub z nasadzonemi rurami. Długości poszczególnych pól rusztu 1,0–1,5 m.



Fig. 349.

IX. POKRYCIE DACHÓW ŻELAZNYCH

§ 31. Najczęściej spotykane pokrycia dachów żelaznych

1. Pokrycie dachówkowe (fig. 350). Wymiary dachówek: długość 35—40 cm, szerokość około 15 cm, grubość do 1,5 cm. Układa się je na łątach drewnianych $\frac{4}{6}$ — $\frac{5}{8}$ cm, czasem na kątownikach $25 \times 25 \times 3$. Odstęp ich wynosi około 20 cm dla krycia pojedynczego, około 14 cm dla krycia podwójnego, około 28 cm dla t. zw. dachu rycerskiego.

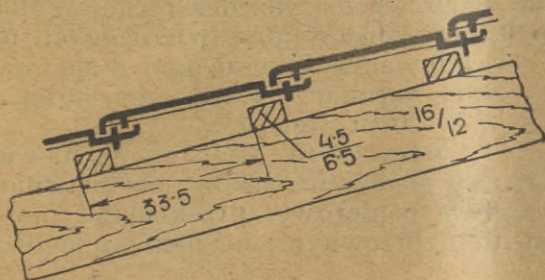


Fig. 350.

Szczyt kryje się zwykle półokrągłym gąsiorem.

2. Pokrycie łupkiem (fig. 351). Wymiary płyt łupkowych bardzo różne: od 25×20 do 65×40 cm. Przybija



Fig. 351.

się je albo do łąt, albo na pełnem deskowaniu, nakrywając następujące za sobą rzędy tak, aby wszędzie uzyskać podwójną warstwę łupku.

3. Pokrycie betonowe i żelbetowe (żelazno-betonowe), używane zwykle dopiero dla większych budowli. Między płatwiami żelaznymi, leżącymi w odległościach, ubija się na tymczasowem deskowaniu płyty betonowe o grubości 6—8 cm, niekiedy z wkładkami żelaznymi (fig. 352). Niekiedy płyty przygotowuje się osobno i układa na dachu,

oszczędzając w ten sposób deskowania (fig. 353). Obecnie wchodzi coraz bardziej w użycie płyty z betonu lekkiego.

4. Pokrycie papą. Arkusze papy, napojonej smołowcem, rozwija się na możliwie gładkiem deskowaniu z desek 2,5 cm pojedynczą lub podwójną warstwą i przybija się na końcach wprost do deskowania, albo też do listw, przytwierdzonych na szalowaniu. Arkusze papy mają zwykle wymiary 1,0 m szerokości i 7,5—20 m długości.



Fig. 352—353.

5. Pokrycie warstwowcem czyli cementem drewnianym (fig. 354). Na gładkiem deskowaniu drewnianym układa się 4 warstwy papierowe, przekładane masą bitumiczną, t. zw. cementem drewnianym; na nich umieszcza

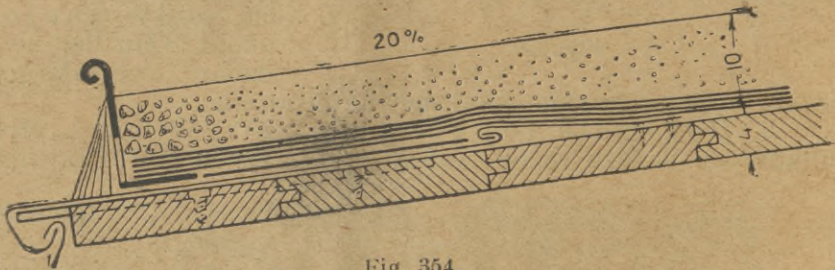


Fig. 354.

się 7 cm pokład piasku w górnej warstwie coraz grubszego i przechodzącego w żwir. Wzdłuż okapu opiera się ten pokład o listwę z blachy cynkowej, 8—10 cm wysoką, z otworami dla odwodnienia. W dachu umieszcza się zwykle wentylacyjne rury cynkowe, gdyż pokrycie to nie przepuszcza powietrza. Pokrycie to dopuszczalne jest nawet na bardzo płaskich dachach (1 : 10 do 1 : 12,5).

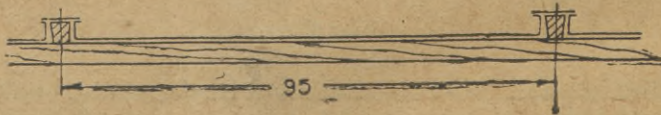


Fig. 355.

6. Pokrycie blachą płaską (fig. 355 i nast.). Na deskowaniu przybija się wzdłuż spadku dachu listwy drewniane 4×4 cm lub lepiej dołem nieco węższe; arkusze blachy układa się pomiędzy listwami, zaginając ją nieco na nie; wreszcie z góry układa się na listwach długie wstążki blachy cynkowej, zaginając je na felc na arkuszach.

Arkusze blachy mają wymiary $1,0 \times 2,0$ m. Odstęp osiowy listew zw. 95 cm. Przy pokryciu blachą miedzianą używa się połączeń na felc. Arkusze leżące nad sobą łączą się na felc podwójny leżący (fig. 358).

7. Pokrycie blachą falistą (fig. 359 i nast.) cynkową lub żelazną pocynkowaną. Przymocowana się ją na płatach (żelaznych) zapomocą łapek (zakładek) z blachy 30×4 do 50×6 mm (fig. 359), przynitowanych 1—3 nitami o śred-

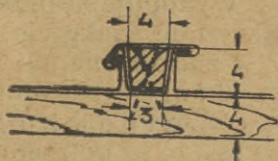


Fig. 356.



Fig. 357.



Fig. 358.



Fig. 359 a.

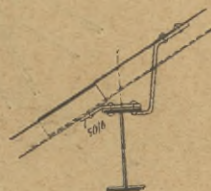


Fig. 359 b.

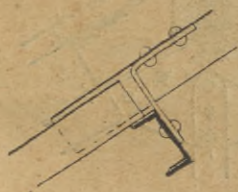


Fig. 359 c.



Fig. 359 d.

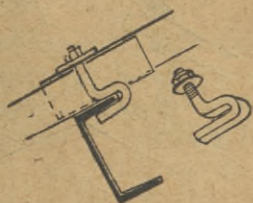


Fig. 360.

nicy $d = 6$ mm do góry fali, a założonych wolno pod górną stopkę płatwi, rzadziej przy pomocy śrub (fig. 360). Łapki umieszcza się co 3 lub 4 fale; przy blasze falistej cynkowej co 400 mm. Szczyt przykrywa się:

a) blachą falistą, wygiętą łukiem, przyczem część łukową nakłada się na arkusze dolne na długość około 150 mm, łącząc ją na jeden (fig. 361) lub dwa (fig. 362) nity;

b) blachą, wygiętą wedle fig. 363;

c) czapką z blachy, nałożoną wedle fig. 364 na belkę drewnianą. Rzadziej używamy sposobów innych.

Jeżeli górna część dachu opiera się o ścianę, to można wykonać szczegół górny wedle fig. 365. Szczegół przymocowania z boku do ściany przedstawia fig. 365 a.

Poszczególne arkusze blachy falistej łączy się, nakładając górny na dolny na długości 10 cm (dla pochylenia dachu 1 : 1,5) do 20 cm (dla 1 : 4). Styk umieszcza się zwykle nad płatwią (fig. 356): dla blachy cynkowej nad każdą, dla żelaznej pocynkowanej zwykle co 3 płatwie.

Styki podłużne wykonuje się przez wzajemne nakrycie 2 fal i znitowanie ich nitami 6mm co 250 mm.

Jeżeli odstęp płatwi jest b , to potrzebny moment wytrzymałości blachy falistej wynosi:

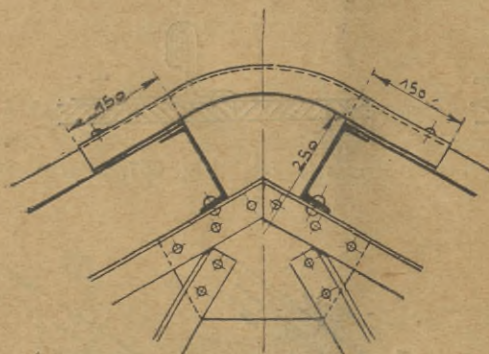


Fig. 361.



Fig. 362.

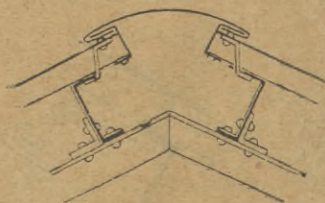


Fig. 363.

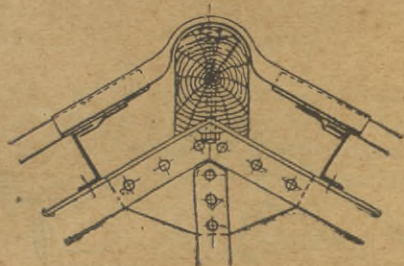


Fig. 364.

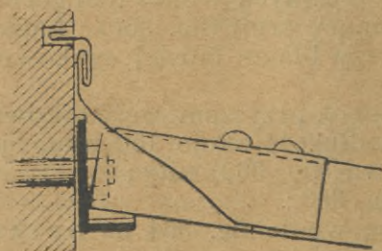


Fig. 365.

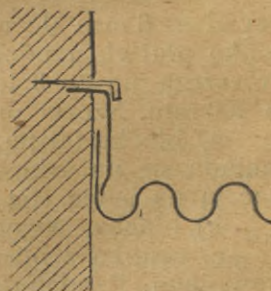


Fig. 365 a.

dla blachy żelaznej pocynkowanej:

$$W = 1,75 b^2 \text{ cm}^3, \text{ wzgl. } \max b = 0,75 \sqrt{W} \dots \dots \dots \left. \vphantom{W} \right\} 61$$

dla blachy cynkowej:

$$W = 11,66 b^2 \text{ cm}^3, \text{ wzgl. } \max b = 0,3 \sqrt{W^*} \dots \dots \dots \left. \vphantom{W} \right\}$$

8. Pokrycie szkłem. Pochylenie świetlni (świetlika) przyjmuje się chętnie 1:1 i wyżej, co najmniej 1:4. W tym celu, projektując dach, możemy:

a) dać w środku dachu oszkłona latarnię o pochyleniu $\sim 1:1$ (fig. 248 i 367) lub pionową (fig. 366);

b) dać oświetlenie skrajne (boczne), zwykle o nachyleniu stromem pod kątem 60° (fig. 367); oświetlenie to jest lepsze od a);

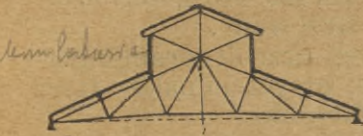


Fig. 366.

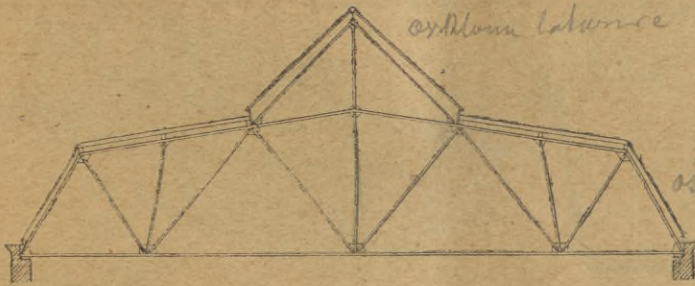


Fig. 367.

c) zastosować świetlnie poprzeczne, idące wzdłuż połaci dachu, o poprzecznym spadku 1:1 (fig. 368 i 369); pomiędzy poszczególnymi świetlniami musimy dać rynienki dla spływu wody. Używane raczej dla dachów większych.

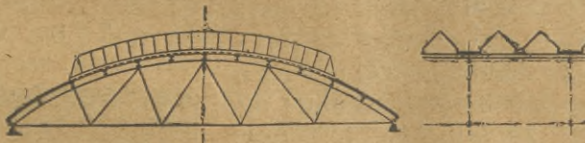


Fig. 368.

świetlnie poprzeczne



Fig. 369.

*) We wzorach 61 podano „W” w cm^3 , zaś „e” w metrach.

Szyby umieszcza się na szczeblach (= krokiewkach) które wykonać można:

a) z teowników (fig. 370);

b) z małych szyn kopalnianych (fig. 371);

c) ze specjalnych profilów ry-
nienkowych, które chwytają skra-
plającą się u góry wodę (fig. 372);
sposób najlepszy, ale bardzo drogi,
dlatego rzadko u nas stosowany.

Odstęp szczebli normuje gru-
bość szkła; przyczem należy trzy-
mać się tabliczki:



Fig. 370.



Fig. 371.

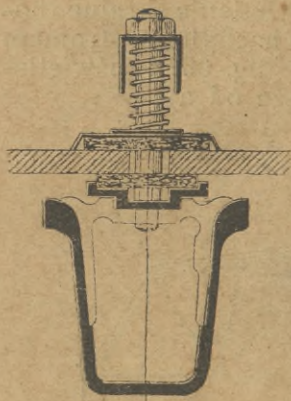


Fig. 372.

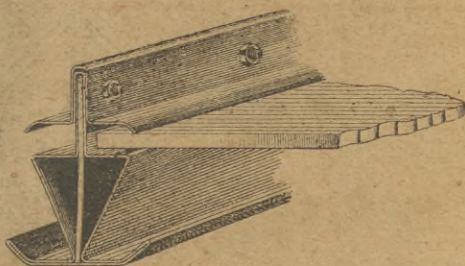


Fig. 372 a.

Odstęp szczebli . . .	45	50	55	60	65	70	75	80	85	100	110	120	cm
Grobość szkła dętego	4	4,5	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	mm
„ „ lanego	—	—	6	7	8	8	9	9	10	12	—	—	„
„ „ druto-	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	„
wego	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7	8	9	10 „

Arkusze szkła drutowego (z wkładką drucianą w środku; fig. 373) mają zwykle powierzchnię 2,25 m² (np. 100×225 cm).

Moment wytrzymałości szcze-
bla powinien wynosić:

$$W = (1,4 + 0,3g) c b^2 \quad 62$$

gdzie g jest grubością szkła (mm), b odległością płatwi, c odstępem szcze-
bli (w metrach). Poszczególne szyby
układa się na warstewce pilśni. Górną szybę nakłada się na
dolną na długość 10 cm (dla pochylenia 1:1) do 15 cm (dla

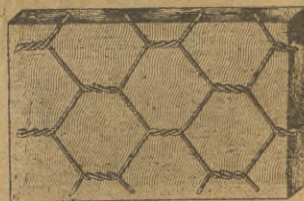


Fig. 373.



Fig. 374.

pochyl. 1:4), skutkiem czego warstwa pilśni ma zmienną grubość (fig. 374).

Poszczególne szyby opierają się dołem

o krótki kątownik $25 \times 25 \times 4$, przy-
nitowany do szczebla (fig. 375);

o hakowate blaszki, przytwier-
dzone do szczebla (fig. 376—377);

o odgiętą stopkę szczebla (fig. 379).

Pomiędzy poszczególnymi szyba-
mi zakłada się również hakowate bla-
szki, ustalające ich wzajemne położe-
nie (fig. 378).

Podniesieniu się szyb przeska-
dzają blaszki żelazne pocynkowane
($g = 1,5 - 2$ mm), rozstawione co 80—100
cm i przytwierdzone okrągłym trzpie-
niem lub śrubą $d = 6$ mm; rzadziej bla-
cha, idąca wzdłuż szczebli.



Fig. 375

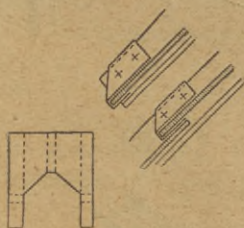


Fig. 376—378.

U szczytu dachu (fig. 380—384) należy dać kaptur bla-
szany, nasadzony na świetlnię i odginający się na szczeblach.
Szczelnie u góry nie wspierają się bezpośrednio na sobie, ale
na poziomym kątowniku (fig. 381) lub — lepiej — dwu ką-
townikach (fig. 382) lub innych kształtownikach.

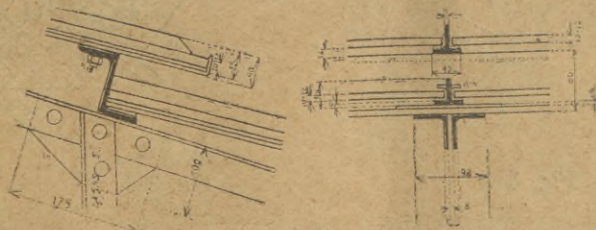


Fig. 379.

Poszczególne szczeble utwierdza się do płatwi albo bezpośrednio (fig. 385), albo przy pomocy łapek (fig. 386).

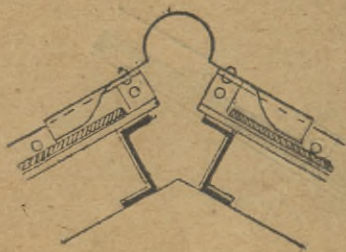


Fig. 380.

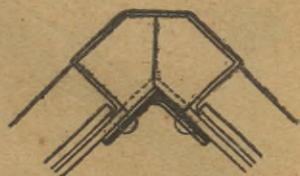


Fig. 381.

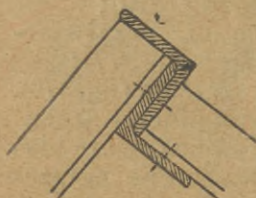


Fig. 382.

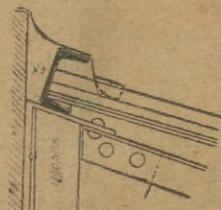


Fig. 383.

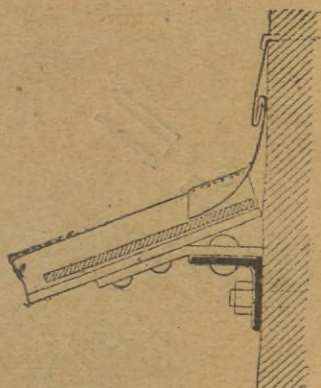


Fig. 384.

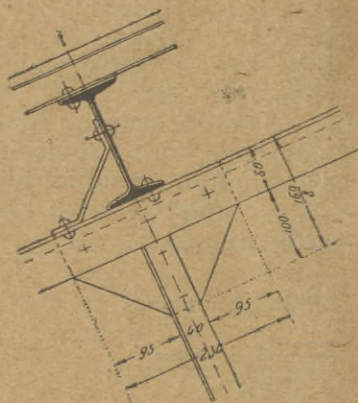


Fig. 385.

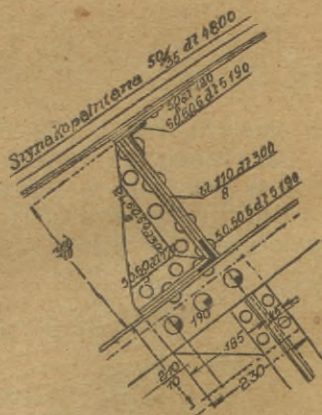


Fig. 386.

Dla spływu wody, skraplającej się od wewnątrz („pocenie się szyb“), dobrze jest dać rynienki blaszane (fig. 370)

i 387). Do przekrojów rynienkowych (fig. 372) utwierdza się szyby zwykle przy pomocy 2 mm blachy sprężystej i śruby.

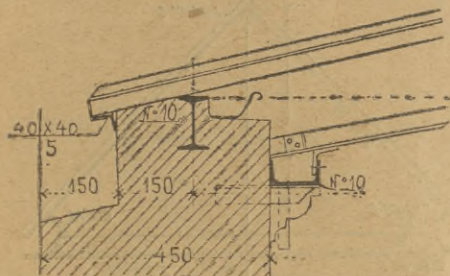


Fig. 387.

Niekiedy umieszcza się na dachu oszklonym chodniki dla kontroli, czyszczenia, naprawy i t. p. Przykłady podają fig. 391 i 393 (szczegół końcowy chodnika z poręczami, zamykającym chodnik na końcu).

W pomieszczeniach mieszkalnych nad klatkami schodowymi i t. p. umieszcza się pod świetl-

Świetliki poprzeczne wykonuje się wedle fig. 388–390; łącząc szczeble u góry wedle fig. 381 lub 382. Ze względu na rozpór poziomy chwytą się je ścięgami co 1,5–2,0 m (fig. 389 i 390).

Małe świetlnie przedstawione są na fig. 388–391. Przekrój oszklonego atelier na fig. 392.

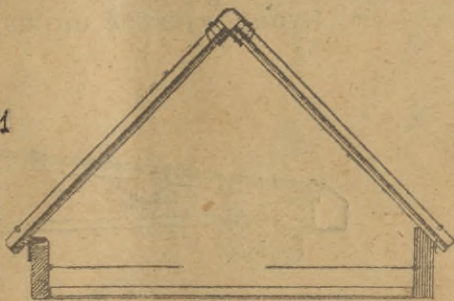


Fig. 388.

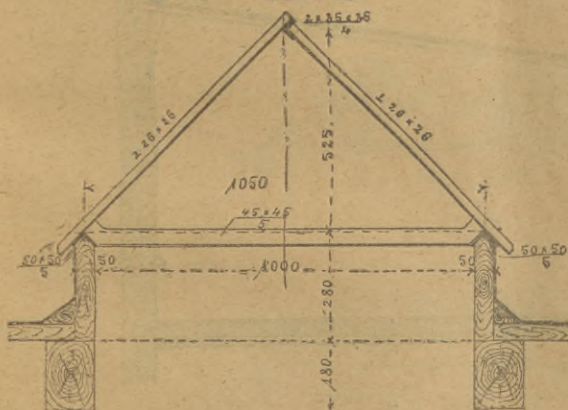


Fig. 389.

niami dachowem; świetliki tak zw. stropowe, wykonane najczęściej z profili krzyżowych, podobnie jak okna (str. 70 in.) Świetlnie te osadzone są również w ramach z dźwiigarów i półprofilów (fig. 394) lub profili kątownikowych (fig. 395).

9. Dla uzyskania przewiewu umieszcza się często w dachach, zwłaszcza fabrycznych, wentylacje żaluzjowe stałe (fig. 396), lub ruchome (fig. 397). Mogą

być one drewniane lub żelazne. Nachylenie stałych wynosi około 45° do poziomu (fig. 396). Dobrze jest wysunąć dolną część dachu w głąb latarni wentylacyjnej na długość 1,00 m, aby śnieg nie wpadał do środka hali (fig. 398).

10 Rynny wykonuje się zwykle z blachy cynkowej, dając im spadek 1–2‰. Wymiary ich takie, aby na 1 m^2 powierzchni dachu przypadło $0,8\text{--}1\text{ cm}^2$ przekroju rynny, jednak najmniejsza szerokość 15 cm, najmniejsza głębokość 7 cm. Rynny można wykonać jako:

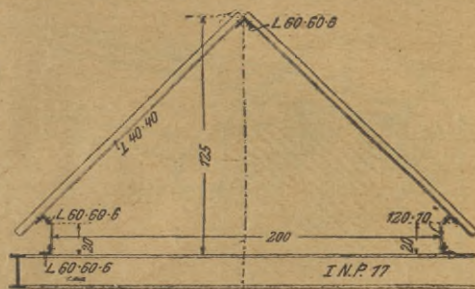


Fig. 390.

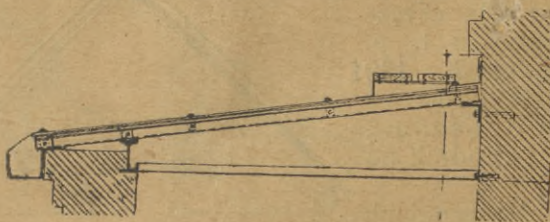


Fig. 391.

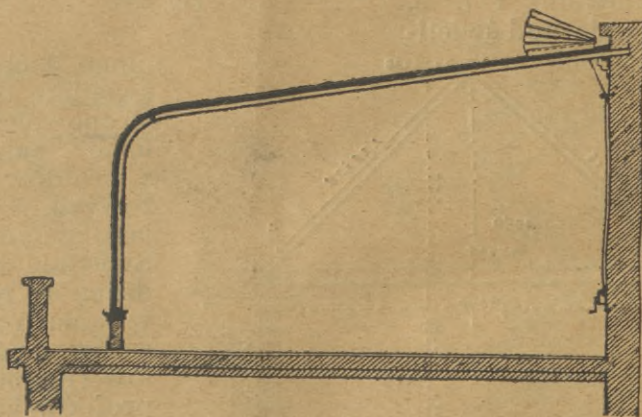


Fig. 392

- a) zawieszane (fig. 399) na hakach z płaskowników 8/20 mm do 10,25 mm, przytwierdzonych do krokwi (konstrukcja słaba);
- b) leżące na pokryciu dachu;

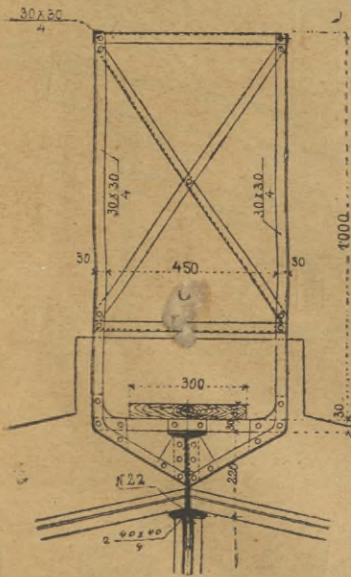


Fig. 393.

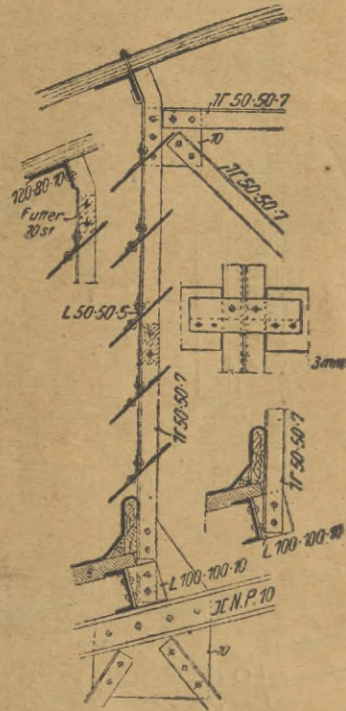


Fig. 396.



Fig. 394.

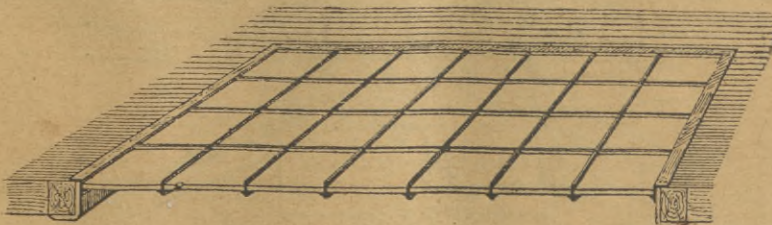


Fig. 395.

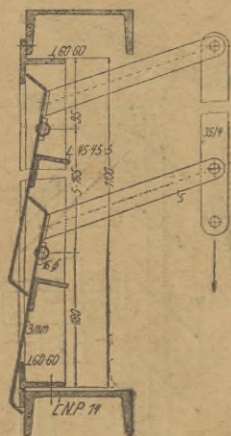


Fig. 397.

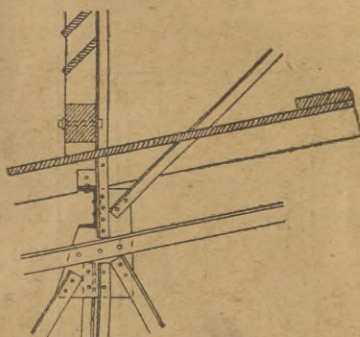


Fig. 398.

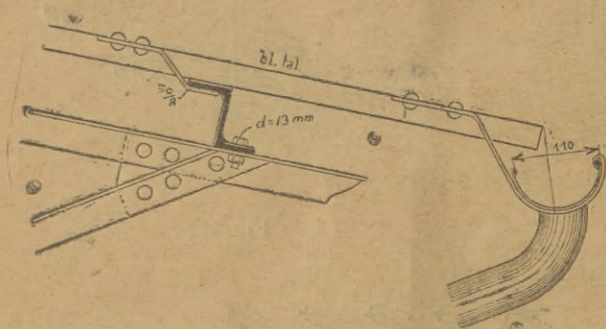


Fig. 399.

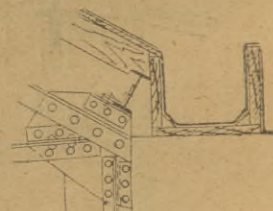


Fig. 400.

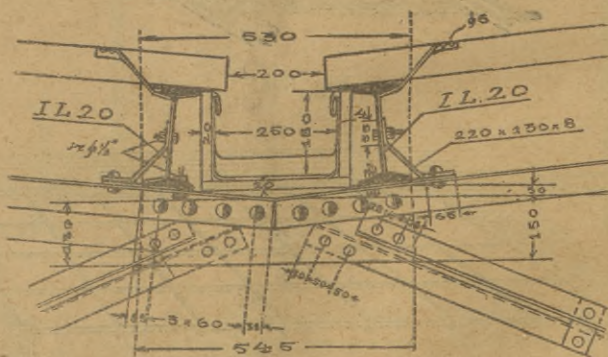


Fig. 401.

c) korytowe, umieszczone w korycie z desek (fig. 400 i 401) lub wyjątkowo z kształtowników żelaznych (fig. 402), wreszcie wedle 402 a. Dno dajemy pochyłe na podkładkach.

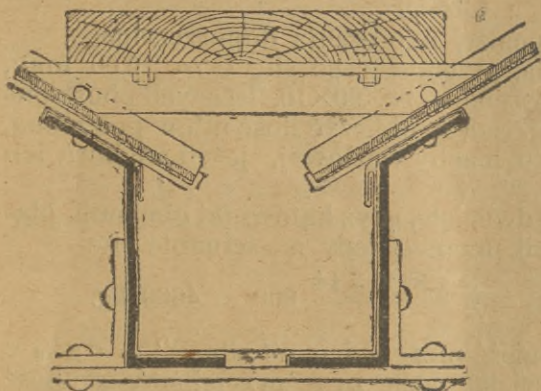


Fig. 402.

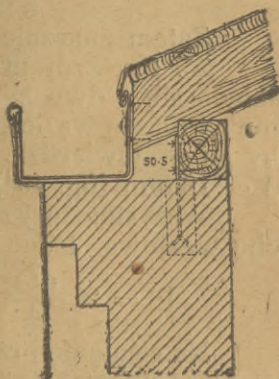


Fig. 402 a.

Długość jednej rynny wynosi co najwyżej 15 m, tak, że rury spustowe odległe powinny być najwyżej o 30 m od siebie.

X. PRZYKŁADY OBLICZEŃ

(UWAGA: Niektóre przykłady obliczone są wedle dawniej obowiązujących obciążeń i naprężeń, co wszędzie zaznaczono gwiazdką; nie zdolano ich bowiem podczas druku książki przeliczyć. Zasada obliczenia pozostaje oczywiście niezmienną.)

Przykłady do § 4.

1. Obliczyć na ścinanie i na ciśnienie na ściankę dziury trzpień okrągły z żelaza zlewnego, jeżeli służy do utwierdzenia ścięgna, przenoszącego 2240 kg. Naprężenie dopuszczalne na ścinanie wynosi $k_s = 600 \text{ kg/cm}^2$; naprężenie dopuszczalne na ciśnienie na ściankę dziury $k_d = 1400 \text{ kg/cm}^2$. Grubość blachy 12 mm (fig. 403). Przekrój trzpienia otrzymamy ze wzoru $P = F k_s$, gdzie F jest przekrojem trzpienia:

$$F = \frac{P}{k_s} = \frac{2240}{600} = 3,7 \text{ cm}^2.$$

Dla $d = 2,2 \text{ cm}$ wynosi powierzchnia $F = 3,80 \text{ cm}^2$; na ścinanie wystarczyłby zatem ten przekrój. Ponieważ jednak trzpień narażony jest na zginanie wskutek mimośrodkowego działania siły, przeto zastosujemy $d = 30 \text{ mm}$

Ciśnienie na ściankę dziury wynosi wtedy:

$$P = g d \sigma_d$$

$$\sigma_d = \frac{P}{g d} = \frac{2240}{1,2 \times 3,0} = 615 \text{ kg/cm}^2.$$

Zatem znacznie poniżej naprężenia dopuszczalnego.

2*. Przekrój pręta, przenoszącego siłę $P = 10,00$ tonn, składa się z dwu kątowników $90 \times 90 \times 10$, leżących obustronnie na blasze węzłowej. Należy obliczyć ilość nitów potrzebną, by go przytwierdzić do blachy węzłowej, jeżeli średnica ich $d = 18$ mm (fig. 404).

Wszystkie nity są dwucięte, gdyż kątowniki obejmują blachę węzłową. Jeden nit przenosi tedy na ścinanie siłę

$$P' = 2 \frac{d^2 \pi}{4} k_s = 2 \frac{1,8^2 \times 3,14}{4} 800 = 4060 \text{ kg}.$$

Na ciśnienie przenieść może jeden nit siłę $P'' = d g k_d = 1,8 \times 1,2 \times 1600 = 3456 \text{ kg}$, gdzie za g przyjęliśmy grubość

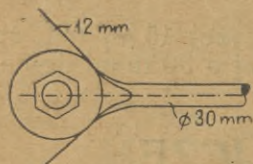


Fig. 403.

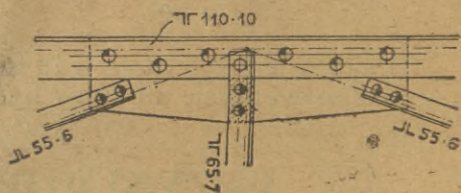


Fig. 404.

blachy węzłowej $g = 12$ mm. Musimy liczyć zatem na ciśnienie na ściankę dziury.

Trzy nity przenoszą siłę $3 P' = 3 \cdot 4060 = 12180$ kg; tej więc ilości nitów potrzeba dla przymocowania. (Te same wartości otrzymamy z tablicy nitów.)

3*. Płaskownik żelazny 200×12 przenosi siłę osiową $P = 20$ tonn; należy obliczyć, jakiej ilości nitów ($d = 18$ mm) wymaga styk, kryty obustronniemi przykładkami 200×9 (fig. 405).

Ze względu na ścinanie przenosi jeden nit siłę $P' = 4060$ kg (por. tablicę nitów); zatem potrzebna ilość nitów

$$n' = \frac{P}{P'} = \frac{20000}{4060} = 4,9 = 5 \text{ nitów}.$$

Ze względu na ściskanie przenosi jeden nit siłę $P'' = 3460$ kg, zatem potrzebna ilość nitów:

$$n'' = \frac{P}{P''} = \frac{20000}{3460} = 5,8 = 6 \text{ nitów}.$$

Przyjmijmy oczywiście ilość większą, t. j. 6 nitów.

4*. Dźwigar I NP 20 należy przytwierdzić do dźwigara I NP 24 zapomocą nitów i kątowników $80 \times 80 \times 8$. Oddziaływanie dźwigara I NP 20 wynosi $P = 4500$ kg. Należy obliczyć ilość nitów o średnicy $d = 18$ mm (fig. 406).

a) Nity, łączące dźwigar I N P 20 z kątownikiem $80 \times 80 \times 8$. Na ścinanie przenosi jeden nit (dwucięty) siłę 4060 kg; (p. tablica nitów); przeto potrzebna ilość nitów:

$$n = \frac{4500}{4060} = 1,1 \text{ (tj. 2 nity).}$$

Na ciśnienie na ściankę dziury dla grubości ścianki dźwigara $g = 8$ mm przeniesie jeden nit 2300 kg; zatem:

$$n = \frac{4500}{2300} = \infty 2 \text{ nity.}$$

Przyjmujemy 2 nity $d = 18$ mm.

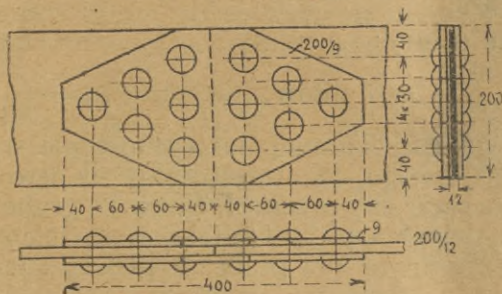


Fig. 405.

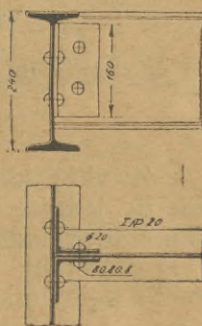


Fig. 406.

b) Nity, łączące kątownik $80 \times 80 \times 8$ z dźwigarem I NP 24. Na ścinanie przenosi jeden nit (raz cięty) siłę 2030 kg; zatem potrzebna ilość nitów wynosi:

$$n = \frac{4500}{2030} = 2,2 \infty 3$$

Przyjmujemy oczywiście 4 nity.

Na ciśnienie na ściankę dziury dla grubości ramienia kątownika 8 mm, otrzymamy j. w.

$$n = \frac{4500}{2300} \infty 2$$

Zatem pozostawimy 4 nity $d = 18$ mm.

5*. Obliczyć ilość nitów, potrzebnych do utwierdzenia pasu górnego dachu żelaznego, jeżeli siły wewnętrzne wynoszą: $g_1 = 9580$ kg, $g_2 = 19330$ kg, $k_1 = 3240$ kg, $k_2 = 4050$ kg, przekroje zaś: g_1 i $g_2 =$ kątowniki $80 \times 80 \times 10$; $k_1 = k_2 =$ ką-

towniki $50 \times 50 \times 5$. Blacha węzłowa ma grubość 10 mm. Wszystkie kątowniki w węzle zetknięte. Nity g_1 i g_2 mają średnicę $d' = 18$ mm; k_1 i k_2 średnicę 14 mm (fig. 407).

Pręt $g_1 = 9580$ kg.

Na ścinanie otrzymujemy dla $d = 18$ mm.

$$n_1 = \frac{9580}{4060} = 2,1 \approx 3 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{9580}{2880} = 3,3 \approx 4 \text{ nity.}$$

Przyjmujemy 4 nity.

Pręt $g_2 = 19330$ kg. Na ścinanie:

$$n_1 = \frac{19330}{4060} = 5 \text{ nitów.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{19330}{2880} = 7 \text{ nitów.}$$

Zwykle staramy się tak znacznej ilości nitów nie stawiać w jednym rzędzie; dlatego też umieszczamy na kątownikach przykładkę, która część siły przenosi. Niech jej grubość wynosi 10 mm, to przytwierdzając ją 4 nitami (raz ciętymi) do obu kątowników, otrzymujemy siłę przez nie przeniesioną:

$$\text{na ściskanie } P' = 4 \times 2880 = 11520 \text{ kg;}$$

$$\text{na ścinanie } P'' = 4 \times 2030 = 8120 \text{ kg.}$$

Uwzględniając siłę P'' jako mniejszą, otrzymujemy konieczną ilość nitów dla przytwierdzenia pręta g_1 (na ciśnienie)

$$n' = \frac{9580 - 8120}{2880} = 0,5 \approx 1 \text{ nit}$$

(zamiast czego przyjmiemy 2 nity).

Dla przytwierdzenia pręta g_2 otrzymujemy konieczną ilość nitów:

$$n'' = \frac{19330 - 8120}{2880} = 4 \text{ nity.}$$

Pręt $k_1 = 3240$ kg. Na ścinanie dla $d = 14$ mm:

$$n_1 = \frac{3240}{2460} = 1,3 \approx 2 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{3240}{2240} = 1,5 \approx 2 \text{ nity.}$$

Pręt $k_2 = 4050$ kg. Na ścinanie dla $d = 14$ mm.

$$n_1 = \frac{4030}{1230} = 3,3 \approx 4 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{4030}{1120} = 3,9 \approx 4 \text{ nity.}$$

6. Obliczyć ilość nitów, potrzebnych do utwierdzenia pasu górnego dachu żelaznego, jeżeli siły wewnętrzne wynoszą j. w.: $g_1 = 9580$ kg, $g_2 = 20330$ kg, a kątowniki $80 \times 80 \times 10$ przeprowadzamy bez zetknięcia (fig. 408).

Potrzeba tu przenieść nitami tę część siły, która nie jest zrównoważona siłą, działającą w tym samym kierunku po drugiej stronie węzła. Tutaj więc nie pozostaje zrównoważona siła $20330 - 9580 = 10750$ kg. Na tę więc siłę potrzeba przytwierdzić pręt. Jeżeli przyjmiemy nity $d = 18$ mm, to wedle tablicy niesie jeden taki nit dwucięty na ścinanie 4060 kg, a na ciśnienie na ściankę dziury przy blasze węzłowej 10 mm

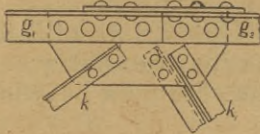


Fig. 407

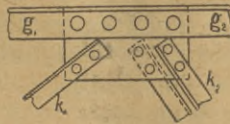


Fig. 408.

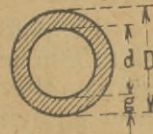


Fig. 409.

3200 kg. Uwzględniając mniejszą z tych sił, otrzymamy potrzebną ilość nitów $n = 4$, gdyż $P = 4 \times 3200 = 12800$ kg. Dla $n = 3$ otrzymalibyśmy $P = 3 \times 3200 = 9600$ kg, co nie wystarcza.

Porównując z przykładem 5, widzimy, jaką oszczędność możemy uzyskać przez przeprowadzenie kątowników wskrós bez zetknięcia.

Przykłady do § 8.

7*. Okrągły pusty słup żeliwny o średnicach $D = 140$ mm i $d = 100$ mm (fig. 409), a długości 5 m narażony jest na ciśnienie. Jak wielki ciężar zdoła unieść dla $n = 8$, a obu końców utwierdzonych? Obliczenie należy przeprowadzić wedle Eulera.

$$I = \frac{D^4 \pi}{64} - \frac{d^4 \pi}{64} = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 1395 \text{ cm}^4$$

$$P = 10 \frac{EI}{n l^2} = 10 \frac{1,000000 \times 1395}{8 \times 500^2} = 6980 \text{ kg.}$$

8. Obliczyć przekrój słupa żeliwnego, obciążonego osiowo siłą 11,6 t, o długości wolnej 3,00 m wedle Tetmajera-Jasińskiego (naprężenie dopuszczalne na ciśnienie $k = 500 \text{ kg/cm}^2$).

$$F = \frac{11600}{500} = 23,2 \text{ cm}^2$$

Przyjmując przekrój kołowy pusty o zewnętrznej średnicy 18 cm, wewnętrznej 15 cm, otrzymujemy:

$$F_u = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4} (18^2 - 15^2) = 77,7 \text{ cm}^2.$$

Promień bezwładności $i = \frac{1}{4} \sqrt{18^2 + 15^2} = 5,86 \text{ cm}$

$$\frac{l_w}{i} = \frac{300}{5,86} = 51 \quad \beta = 0,38 \quad F_p = \frac{23,2}{0,38} = 63,0 \text{ cm}^2.$$

Zatem przekrój obrany wystarczy.

9. Obliczyć przekrój słupa, składającego się z czterech kątowników w kwadrat dla obciążenia 67200 kg, a długości wolnej 4,50 m.

$$F_o = \frac{67200}{1200} = 56 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy cztery kątowniki $100 \times 100 \times 12$ w odległości 12 mm od siebie o powierzchni użytecznej (po odtrąceniu dziur na nity) $F_u = 90,9 - 15,4 = 75,5 \text{ cm}^2$. Moment bezwładności kątowników wynosi:

$$I = 4 (204,7 + 22,72 \times 13,1^2) = 16414 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{16414}{90,9}} = 13,45 \text{ cm} \quad \frac{l_o}{i} = \frac{450}{13,45} = 33,4 \quad \beta = 0,71$$

$$F_p = \frac{F_o}{\beta} = \frac{56}{0,71} = 73,1 \text{ cm}^2, \text{ tj. mniej niż } F_u.$$

Zatem przekrój przyjęty wystarczy.

10. Słup żelazny spoczywa na płycie żelaznej, przenoszącej ciśnienie na cios. Należy obliczyć wielkość płyty, jeśli siła przenoszona się przez słup wynosi $P = 80.850 \text{ kg}$, zaś ciśnienie dopuszczalne na cios $k_c = 35 \text{ kg/cm}^2$ (fig. 410).

Otrzymamy wtedy powierzchnię płyty:

$$F = \frac{80850}{35} = 2310 \text{ cm}^2,$$

zatem jeden jej bok $a = \sqrt{2310} = 48,1 \text{ cm}$, zamiast czego przyjmiemy $a = 50 \text{ cm}$.

Przyjmując cios o wymiarach $80 \times 80 \times 60 \text{ cm}$, otrzymamy jego ciężar $C = 0,8 \times 0,8 \times 0,6 \times 2700 = 780 \text{ kg}$.

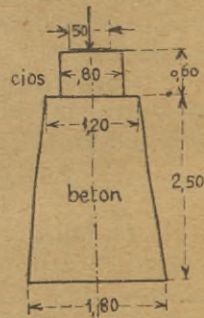


Fig 410.

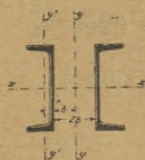


Fig. 411.

Zatem ciśnienie na fundament betonowy:

$$\sigma = \frac{80850 + 780}{80 \times 80} = 12,8 \text{ kg/cm}^2, \text{ co jest ilością dopuszczalną.}$$

11. Jak należy rozstawić dwa dźwigary U N P 24, jeżeli ich momenty bezwładności ze względu na obie osi mają być równe (fig. 411).

Jeżeli moment bezwładności jednego kształtownika względem osi x—x wynosi I_x , względem osi y—y I_y , to:

$$2I_y = 2I_x = 2 \left(I_y + F(e + b)^2 \right), \text{ a stąd: } b = \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{F} \right)} = e$$

$$\text{a zatem wedle tablic: } b = \sqrt{\left(\frac{4056 - 282}{46,5} \right)} - 2,38 = 6,35 \text{ cm.}$$

Zatem dźwigary należy rozsunąć o $2b = 12,7 \text{ cm}$.

Przykłady do §§ 10–15.

12. Obliczyć dźwigary A, B i C stropu betonowego między dźwigarami żelaznymi (fig 412). Ciężar własny stropu $g = 400 \text{ kg/m}^2$. Ciężar ruchomy $p = 500 \text{ kg/m}^2$. Podciąg C dźwiga nadto ścianę pierwszego piętra o grubości 0,30 m, wysokości 3,80 m z cegły dziurawki ($g = 1300 \text{ kg/m}^3$).

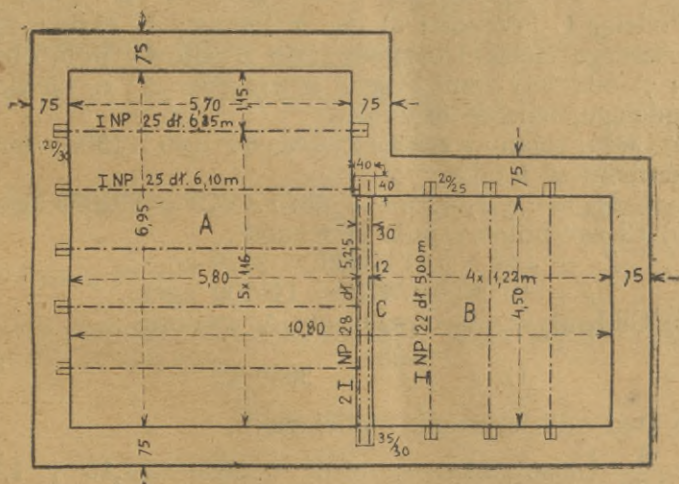


Fig. 412.

Obliczenie dźwigarów A.

Odległość murów w świetle $l = 5,80 \text{ m}$
 Odstęp dźwigarów $a = 1,16 \text{ m}$

Teoretyczna rozpiętość dźwigarów $L = 1,05 l = 6,10$ m
 Ciężar całkowity: $Z = 5,80 \times 1,16 \times 900 = 6060$ kg

Moment zgięcia: $A = \frac{1}{8} Z l_1 = 462100$ kgcm.

Potrzebny moment wytrzymałości:

$$W = \frac{462100}{1200} = 385 \text{ cm}^3$$

Przyjmujemy INP 25 ($W = 397 \text{ cm}^3$), wtedy największe naprężenie $\sigma = \frac{462100}{397} = 1164 \text{ kg/cm}^2$.

Jeden z dźwigarów jest krótszy; zachowany jednak ten sam profil INP 25.

Obliczenie dźwigarów B.

Odległość murów w świetle $l = 4,50$ m

Odstęp dźwigarów $a = 1,22$ m

Teoretyczna rozpiętość dźwigarów $L = 1,05 l = 4,70$ m

$Z = 4,50 \times 122 \times 900 = 4940$ kg

$M = \frac{1}{8} Z L = \frac{1}{8} 4940 \times 470 = 290300$ kgcm

$W = \frac{290300}{1200} = 242 \text{ cm}^3$ Przyjęto INP 21 ($W = 244 \text{ cm}^3$).

Obliczenie dźwigarów C.

Podciąg C przenosi: a) ciężar ściany; b) ciężar stropu, przenoszącego się nad bezpośrednio z połowy pola obciążenia B; c) oddziaływania trzech dźwigarów A; d) ciężar własny podciagu, narazie nieznany.

a) Ciężar ściany wynosi: $Z_a = 4,50 \times 0,30 \times 1300 = 6670$ kg, stąd moment w środku:

$$M_a = \frac{1}{8} Z_a L = \frac{1}{8} 6670 \times 470 = 392000 \text{ kgcm.}$$

b) Ciężar połowy pola B wynosi:

$$Z_b = 4,50 \times 0,61 \times 900 = 2470 \text{ kg,}$$

$$M_b = \frac{1}{8} 2470 \times 470 = 145200 \text{ kgcm.}$$

c) Oddziaływania dźwigarów A wynoszą:

$$O_a = \frac{6060}{2} = 3030 \text{ kg}$$

a stąd oddziaływanie podciagu:

$$O_1 = \frac{1}{4,70} \left[3030 (3,1,16 + 0,10) + 3030 (2,1,16 + 1,10) + 3030 (1,16 + 0,10) \right] = \frac{3030}{4,70} (3,58 + 2,42 + 1,26) = 3030 \frac{7,26}{4,70} = 4680 \text{ kg.}$$

$$O_2 = 3,3030 - 4680 = 4410 \text{ kg.}$$

Momenty zginające wynoszą zatem:

Pod pierwszym ciężarem:

$$M'_c = 4410 \times 1,26 = 552800 \text{ kgcm.}$$

Pod środkowym ciężarem:

$$M''_c = 4410 \times 232 - 3030 \times 116 = 671640 \text{ kgcm.}$$

Ponieważ punkt m , w którym wspiera się dźwigar A środkowy na podciągu C, jest oddalony od środka belki tylko o 7 cm, co wobec długości $L = 4,70$ m jest wielkością bardzo nieznaczną, a moment belki wolno podpartej w środku belki mało co się zmienia, przeto możemy M_a , M_b i M''_c wprost dodać i w ten sposób otrzymać największy moment z bardzo małym błędem, Otrzymamy wtedy:

$$M = M_a + M_b + M_c'' = 1208840 \text{ kgcm}$$

$$W = \frac{1208840}{1200} = 1008 \text{ cm}^3.$$

Przyjmujemy 2 I NP 28 ($W = 2,543 = 1084 \text{ cm}^3$); ważą one $2,48 = 96 \text{ kg/mb}$, zatem na długości 4,70 m wypada $4,70 \cdot 96 = 450 \text{ kg}$, do czego dodając 40 kg na usztywnienia, otrzymamy ciężar własny 490 kg.

Moment z powodu ciężaru własnego wynosi:

$$M_w = \frac{1}{8} 490 \cdot 4,70 = 28800 \text{ kgcm.}$$

Zatem moment całkowity: $M + M_w = 1237640 \text{ kgcm}$

co wymaga $W = \frac{1237640}{1200} = 1031 \text{ cm}^3$.

Zatrzymamy zatem dwa dźwigary I NP 28.

Obliczenie ciosów oporowych:

Dźwigary A.

Oddziaływania: $O_A = \frac{Z}{2} = 3030 \text{ kg}$, zatem potrzebna

powierzchnia $F = \frac{O_A}{k} = \frac{3030}{7} = 433 \text{ cm}^2$.

Przyjmujemy cios o wymiarach podstawy $20 \times 25 \text{ cm}$, którego $F_p = 500 \text{ cm}^2$.

Dźwigary B.

$$O_B = \frac{Z}{2} = \frac{4940}{2} = 2470 \text{ kg}$$

$$F_p = \frac{O_B}{k} = \frac{2470}{7} = 353 \text{ cm}^2$$

Przyjmujemy również cios $20 \times 25 \text{ cm}$ ($F = 500 \text{ cm}^2$).

Podciąg C.

$$O_c = \frac{Z_a}{2} + \frac{Z_b}{2} + O_1 = 3335 + 1235 + 4680 = 9250 \text{ kg}$$

$$Z \text{ powodu ciężaru własnego dźwigara} = 245 \text{ „}$$

$$9495 \text{ kg}$$

Oddziaływanie dźwigara A, który spoczywa na tym ciosie $O_A = 3030 \text{ kg}$. Zatem całkowita siła, przeniesiona na cios podporowy, wynosi: $R = 9495 + 3030 = 12525 \text{ kg}$.

Ponieważ otrzymalibyśmy cios zbyt wielki, przeto narożnik wymurujemy na cemencie, wtedy

$$k = 10 \text{ kg/cm}^2, \text{ zatem } F_p = \frac{12525}{10} = 1252.5 \text{ cm}^2:$$

Przyjęto $40 \times 40 \text{ cm}$ ($F = 1600 \text{ cm}^2$).

Na drugim łożysku wynosi oddziaływanie z uwzględnieniem ciężaru własnego dźwigara

$$O'_c = 3335 + 1235 + 4410 + 245 = 9225 \text{ kg.}$$

Murując również na cemencie otrzymamy:

$$F_p = \frac{9225}{10} = 922.5 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto $35 \times 30 \text{ cm}$ ($F = 1050 \text{ cm}^2$).

Długości rzeczywiste dźwigarów różnią się od teoretycznych o długość podparcia na ciosie; wynoszą one:

Dźwigary	A	I	NP 25,	$l = 6.10 \text{ m}$,	ilość	4
	"	A ₁	I NP 25,	$l = 6.30 \text{ m}$,	"	1
	"	B	I NP 21,	$l = 5.00 \text{ m}$,	"	3
	"	C	I NP 28,	$l = 5.25 \text{ m}$,	"	2

13. Chodnik o długości $l = 2,60 \text{ m}$, a szerokości $b = 1,40 \text{ m}$ wykonano na sklepieniu betonowym o strzałce $f = 15 \text{ cm}$, wspierającym się na dźwigarach żelaznych. Obliczyć wymiary tego dźwigara, jeśli ciężar stały i ruchomy chodnika wynosi $z = 700 \text{ kg/m}^2$ (fig 413).

Na dźwigar przenosi się ciężar pionowy:

$$Z = \frac{1}{2} 1,40 \times 2,60 \times 700 = 2250 \text{ kg; stąd moment pionowy:}$$

$$M_v = \frac{1}{8} 2550 \cdot 260 = 82880 \text{ kgcm.}$$

Parcie poziome ma 1 mb wynosi:

$$H' = \frac{zb^2}{8f} = \frac{700 \cdot 1,40^2}{8 \cdot 0,15} = 1143 \text{ kg}$$

Zaś na całą długość dźwigara: $H = 1143 \cdot 2,60 = 2972$ kg,
a stąd moment poziomo zginający:

$$M_h = \frac{1}{8} Hl = \frac{1}{8} 2972 \cdot 260 = 96590 \text{ kgcm.}$$

Musieliśmy zatem zastosować dźwigar I NP 18 B, gdzie
 $W_x = 390 \text{ cm}^3$, $W_y = 119 \text{ cm}^3$

$$\sigma = \frac{82880}{390} + \frac{96590}{119} = 1024 \text{ kg cm}^3.$$

Zastosujemy jednak dla zmniejszenia parcia poziomego
dwie kotwy z żelaza okrągłego w odstępnie $\frac{2,60}{3} = 0,87$ m. Na
dźwigar przenosi się wtedy parcie tylko z długości $l' = 0,87$ m,
o wielkości $H'' = 1143 \cdot 0,87 = \frac{1}{3} H = \frac{2972}{3} = 991$ kg. Wtedy

$$M_h = \frac{1}{8} 991 \cdot 87 = 10780 \text{ kgcm.}$$

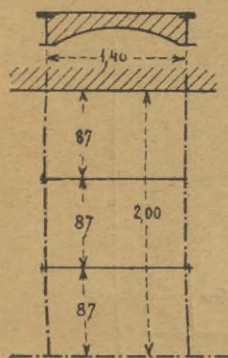


Fig. 413.

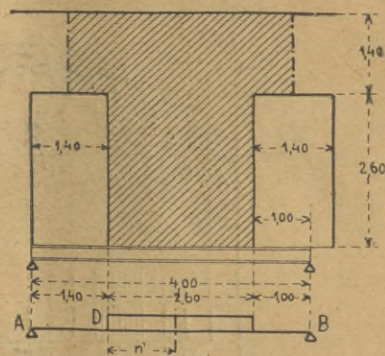


Fig. 414.

Użyjemy więc dźwigara INP 18, dla którego

$$\sigma = \frac{82880}{161} + \frac{10780}{19,8} = 1059 \text{ kg/cm}^2.$$

Widać tu ogromną oszczędność materiału, gdyż I NP 18B
waży 47,0 kg/mb, zaś I NP 18 tylko 21,9 kg/mb.

Kotwy muszą otrzymać przekrój

$$F = \frac{H''}{k} = \frac{991}{1000} = 0,9 \text{ cm}^2.$$

Przyjmijmy jednakowoż pręty okrągłe o średnicy $d = \frac{3''}{4}$.

14. Obliczyć belkę, podtrzymującą ścianę z cegły pustej 0,15 m grubą, 4 m wysoką, z otworami, jak na rys. 414. Osiowy odstęp słupów 5,00 m.

Przyjąć można, że na belkę przenosi się ciężar muru od osi do osi drzwi o wielkości: $P = [(0,70 + 2,60 + 0,70) 4,00 - 2 \cdot 0,70 \cdot 2,60] \cdot 0,15 \cdot 1300 = 2410 \text{ kg}$.

$$\text{Oddziaływanie wynosi: } O_1 = 2410 \cdot \frac{(\frac{1}{2} 2,60 + 1,00)}{5,00} = \\ = \frac{210 \cdot 2,30}{5,00} = 1109 \approx 1110 \text{ kg.}$$

Odległość przekroju niebezpiecznego od punktu D wynosi*): $m' = \frac{O_1 a}{P} = \frac{1110 \cdot 2,60}{2410} = 1,20 \text{ m}$

$$\text{najw. } M = O_1 (140 + m') - \frac{O_1 m'}{2} = O_1 \left(140 + m' - \frac{m'}{2} \right) = \\ = O_1 \left(140 + \frac{m'}{2} \right) = 110 (140 + 60) = 222000 \text{ kgcm.}$$

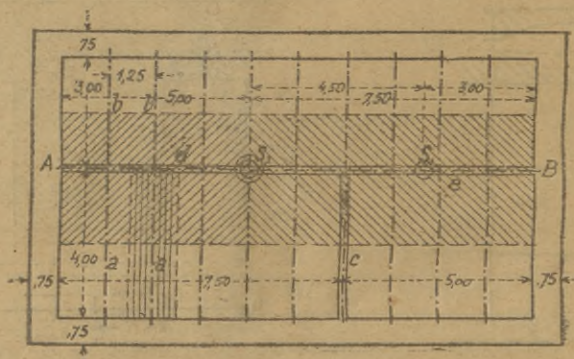


Fig. 415 a

Zatem przyjmujemy: $M_{\max} = 22200 \text{ kgcm}$

$$W = \frac{222000}{1200} = 185 \text{ cm}^3$$

profil przyjęty: INP 19 mom. wytrz. $W = 196 \text{ cm}^3$
lub " 14 B " " " $W = 198 \text{ cm}^3$

15. Obliczyć strop betonowy między dźwigarami żelaznymi, na rzucie poziomym, podanym na rys. 414 a.

Na podciągu e spoczywa słup pierwszego piętra S_1 o ciężarze $S_1 = 10000 \text{ kg}$. Dźwigar c i podciągi d oraz e, oparte

*) Por. aut. Podręcznik statyki budowli, str. 72 i 75.

na murach i na słupie parterowym S_2 , dźwigają prócz tego ściankę gipsową 3,50 m wysoką o ciężarze 100 kg/m^2 . Ciężar własny stropu wynosi 300 kg/m^2 , ciężar ruchomy 250 kg/m^2 .

Dźwigary a.

Całkowite obciążenie wynosi:

$$Z_a = l n z = 4,00 \times 1,25 \times 550 = 2750 \text{ kg.}$$

$$M_a = \frac{1}{8} Z_a l = \frac{1}{8} \cdot 2750 \times 400 = 137500 \text{ kgcm.}$$

$$W = \frac{137500}{1200} = 114,6 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 16 o momencie wytrż. $W = 117 \text{ cm}^3$.

Dźwigary b.

$$Z_b = l n z = 3,00 \times 1,25 \times 550 = \approx 2060 \text{ kg.}$$

$$M_b = \frac{1}{8} Z_b l = \frac{1}{8} \cdot 2060 \times 300 = 77300 \text{ kgcm.}$$

$$W = \frac{77300}{1200} = 64,4 \text{ cm}^3$$

Profil przyjęty: I NP 13 o mom. wytrż. $W = 67,1 \text{ cm}^3$.

Dźwigary c.

Prócz ciężaru stropu o wielkości powyżej obliczonej Z_a przenosi się na ten dźwigar ciężar ścianki gipsowej o wielkości $G = 3,50 \times 400 \times 100 = 1400 \text{ kg}$, wywołując moment $M_g = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} 1400 \times 400 = 70000 \text{ kgcm.}$

$$Z = Z_a + G = 2750 + 1400 = 4150 \text{ kg.}$$

$$M = M_a + M_g = 137500 + 70000 = 207500 \text{ kgcm.}$$

$$W = \frac{207500}{1200} = 173 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 19 o momencie wytrż. $W = 186 \text{ cm}^3$,
Podciąg d = AS₂.

Ponieważ dźwigary leżą dość gęsto, przeto zamiast obliczać momenty jak dla ciężarów skupionych, możemy liczyć je jak dla ciężaru jednostajnie rozłożonego. Otrzymamy wtedy przy szerokości pola obciążenia $\frac{4,00 + 3,00}{2} = 3,50 \text{ m}$, a długości $l = 5,00 \text{ m}$ obciążenie:

$$Z'_d = 3,50 \times 5,00 \times 550 = 9265 \approx 9270 \text{ kg.}$$

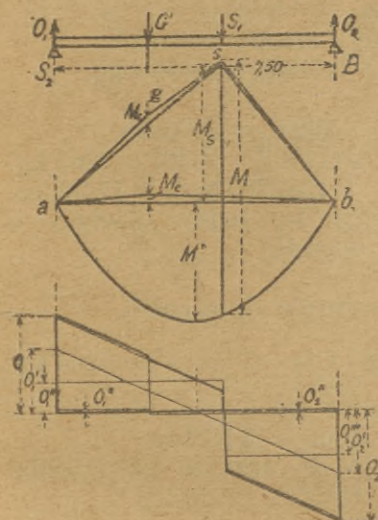


Fig. 415 b i 415 c.

Prócz tego na dźwigar ten przenosi się ciężar ścianki gipsowej o wielkości

$$G_d = 3,50 \times 5,00 \times 100 = 1750 \text{ kg.}$$

Całkowity ciężar wynosi zatem

$$Z_d = Z'_d + G_d = 9270 + 1750 = 11020 \text{ kg.}$$

A stąd $M_d = \frac{1}{8} 11020 \times 500 = 688750 \approx 688800 \text{ kgcm.}$

$$W = \frac{688800}{1200} = 574 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: INP 29 o mom. wytrz. $W = 596 \text{ cm}^3.$

Podciąg e $S_2B.$

Podciąg ten przenosi: 1) jednostajnie rozłożony ciężar stropu, 2) jednostajnie rozłożony ciężar ścianki gipsowej, 3) połowę ciężaru ścianki spoczywającej na dźwigarze c, oraz 4) ciężar słupa S. Momenty obliczamy metodą rachunkowo-wykreślną.

1) Ciężar jednostajnie rozłożony stropu wynosi:

$$Z'_c = 3,50 \times 7,50 \times 5,50 = 13897 \approx 13900 \text{ kg.}$$

2) Ciężar ścianki:

$$Z''_c = 3,50 \times 7,50 \times 100 = 2625 \approx 2630 \text{ kg.}$$

Oddziaływanie $O'_1 = O'_2 = \frac{1}{2} (13900 + 2630) = 8265 \text{ kg.}$

$$M' = \frac{1}{8} (13900 + 2630) 750 = 1549700 \text{ kgm} = 15,50 \text{ tm.}$$

3) Ciężar skupiony, przenoszący się przez dźwigar c z powodu obciążenia ścianką, ma wartość:

$$G' = \frac{1}{2} G = 700 \text{ kg.}$$

Oddziaływanie powstające na słupie S_2 wynosi:

$$O''_1 = \frac{5,00}{7,50} \times 700 = 466 \approx 470 \text{ kg} \quad O''_2 = 700 - 470 = 230 \text{ kg.}$$

Zatem moment zginający w punkcie C:

$$M_c = 470 \times 250 = 117500 \text{ kgm} = 1,18 \text{ tm.}$$

4) Oddziaływanie na słupie S_2 z powodu obciążenia słupem S_1 wynosi:

$$O_1''' = \frac{3,00}{7,30} \times 10000 = 4000 \text{ kg} \quad O_1'''' = 10000 - 4000 = 6000 \text{ kg.}$$

A stąd moment zginający w punkcie S_1 :

$$M_s = 4000 \times 450 = 1800000 \text{ kgcm} = 18 \text{ tm.}$$

Momenty te możemy wykreślić w dowolnej skali momentów: wtedy otrzymamy dla obciążeń 1 i 2 parabolę, dla obciążeń 3 i 4 zaś trójkąty o wierzchołkach w C względnie w S_2 .

Dla znalezienia największego momentu wykreśliśmy linję sił poprzecznych i z wykresu momentów znaleźliśmy $\max M = 33,25 \text{ tm}$, dla którego potrzebny moment wytrzymałości wynosi:

$$W = \frac{3325000}{1200} = 2770 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 50 o mom. wytrz. $W = 2750 \text{ cm}^3$, lub odpowiednia blachownica.

16. Obliczenie stropu sklepionego między dźwigarami nad magazynem (rys. 417 a, b, c, d).

Ciężar własny stropu	400 kg/m^2
Obciążenie tłumem ludzi	500 "
Razem	900 kg/m^2

Alternatywa I (fig. 417 a).

a) Odstęp dźwigarów 1,25 m.

Rozpiętość teoretyczna: $8,00 + 2 \cdot 0,15 = 8,30 \text{ m}$.

Obciążenie stropem: $g_1 = 1,0 \times 1,25 \times 9,00 = 1125 \text{ kg/mb}$.

$G = 1125 \cdot 8,3 = 9350 \text{ kg}$.

$M_{max} = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} 9350 \times 830 = 971000 \text{ kgcm}$.

$W = \frac{971000}{1200} = 809 \text{ cm}^3$.

Profil przyjęty: I NP 34 o mom. wytrz. $W = 923 \text{ cm}^3$.

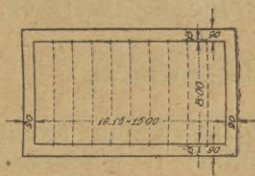


Fig. 417 a.

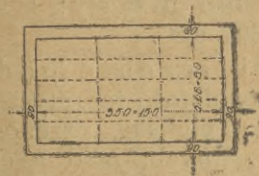


Fig. 417 b.

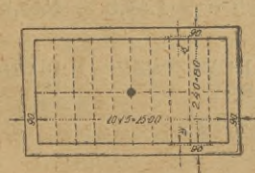


Fig. 417 c.

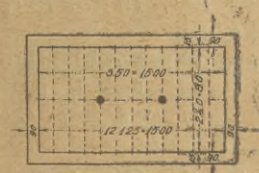


Fig. 417 d.

b) Odstęp dźwigarów 1,50 m.

$g_1 = 1,0 \times 1,5 \times 900 = 1350 \text{ kg/mb}$.

$G_1 = 1350 \times 8,3 = 11220 \text{ kg}$.

$M_{max} = \frac{1}{8} 11220 \times 830 = 1,164000 \text{ kgcm}$.

$W_P = \frac{1164000}{1200} = 970 \text{ cm}^3$.

Profil przyjęty: I NP 36 o mom. wytrz. $W = 1089 \text{ cm}^3$.

Ugięcie dźwigarów wynosi: $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{g l^4}{EI}$.

Dla dźwigarów jak a):

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{11,25 \times 830^4}{2150000 \times 15695} = 2,04 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm.}$$

Dla dźwigarów jak b):

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{13,5 \times 830^4}{2150000 \times 19605} = 1,98 \text{ cm} \approx 2 \text{ cm.}$$

Alternatywa II. (fig. 417 b).

$$\text{Odstęp dźwigarów drugorzędnych: } \frac{8,00}{5} = 1,60 \text{ m.}$$

$$\text{Rozpiętość teoretyczna tychże: } \frac{15,30}{3} = 5,10 \text{ m.}$$

$$\text{Obciążenie stropem: } 1,0 \times 1,6 \times 900 = 1440 \text{ kg/mb.}$$

$$G = 1440 \times 5,1 = 7350 \text{ kg.}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times 7350 \times 510 = 469000 \text{ kgcm.}$$

$$W_p = \frac{469000}{1200} = 391 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 25 o momencie wytrzymałości $W = 397 \text{ cm}^3$.

Obliczenie podciągu (blachownica).

Rozpiętość teoretyczna: 8,30 m.

Na podciąg przenoszą się oddziaływania dźwigarów drugorzędnych, jako ciężary skupione o wielkości $P = 2 \times \frac{1}{2} \text{ ql} = 1,44 \times 5,1 = 7,35 \text{ t} = 7350 \text{ kg}$, oraz ciężar własny podciągu, przyjęty w przybliżeniu wedle wzoru:

$$g = 70 + 15l = 70 + 15 \times 8,3 = 70 + 124,5 = 194,5 \text{ kg} \approx 200 \text{ kg/mb.}$$

Największe oddziaływania, siły poprzeczne i momenty:

$$O_g = \frac{1}{2} \text{ ql} = \frac{1}{2} 0,2 \times 8,3 = 0,83 \text{ t.}$$

$$O_p = \frac{1}{2} \Sigma P = \frac{1}{2} 4 \times 7,35 = 14,70 \text{ t.}$$

Dla $x = 0$:

$$T_g^0 = \frac{1}{2} G(1-2x) = 0,83 \text{ t,}$$

$$T_p^0 = O_p = 14,70 \text{ t.}$$

Dla $x = 1,75 \text{ m}$:

$$T_g^1 = \frac{1}{2} \times 0,2 (8,30 - 2 \times 1,75) = 0,1 \times 4,8 = 0,48 \text{ t.}$$

$$T_p^1 = 14,70 - 7,35 = 7,35 \text{ t.}$$

$$M_g^1 = \frac{1}{2} \text{ ql} x (1-x) = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 1,75 (8,30 - 1,75) = 0,175 \times 6,55 = 1,15 \text{ tm.}$$

$$M_p^1 = 14,70 \times 1,75 = 25,70 \text{ tm.}$$

Dla $x = 3,35 \text{ m}$:

$$T_g^2 = \frac{1}{2} \times 0,2 (8,30 - 2 \times 3,35) = 0,1 (8,30 - 6,70) = 0,16 \text{ t.}$$

$$T_p^2 = 14,70 - 2 \times 7,35 = 0,$$

$$M_g^2 = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 3,35 (8,30 - 3,35) = 0,335 \times 4,95 = 1,66 \text{ tm.}$$

$$M_p^2 = 14,70 \times 3,35 - 7,35 \times 1,6 = 49,2 - 11,76 = 37,44 \text{ tm.}$$

Dla $x = 4,15 \text{ m}$:

$$T_g^3 = T_p^3 = 0,$$

$$M_g^3 = 1/s \times 0,2 \times 8,3^2 = 1,72 \text{ tm,}$$

$$M_p^3 = 14,70 \times 4,15 - 7,35 (2,40 - 0,8) = 61,00 - 23,50 = 37,50 \text{ tm.}$$

Zestawienie największych momentów i sił poprzecznych:

dla x	= 0	1,75 m	3,35 m	4,15 m
T_g	= 0,83 t	0,48 t	0,16 t	0 "
T_p	= 14,70 t	7,35 t	0 "	0 "
T_{max}	= 15,53 t	7,83 t	0,16 t	0 m
M_g	= 0	1,15 tm	1,66 tm	1,72 tm
M_p	= 0	25,70 "	37,44 "	37,50 "
M_{max}	= 0	26,85 tm	39,10 tm	39,22 tm.

Obliczenie przekroju.

$$\text{Potrz. } W = \frac{3922000}{1200} = 3270 \text{ cm}^3$$

Profil przyjęto wedle tablicy (por. fig. 418):

moment wytrzymałości profilu bez nakładki $W_0 = 1880 \text{ cm}^3$,

moment wytrzymałości profilu z jedną nakładką $W_1 = 2690 \text{ cm}^3$,

moment wytrzymałości profilu z dwiema nakładkami $W_2 = 3470 \text{ cm}^3$.

Wyznaczenie długości nakładek.

Dla wyznaczenia długości nakładek nanosimy na wykresie linii największych momentów równoległe do podstawy iloczyny W_k , obliczone dla przyjętego przekroju w szczególności:

W_{0k} dla przekroju bez nakładek tj. $1880 \times 1200 = 2255000 \text{ kgcm}$

W_{1k} " " z jedną nakł. " $2690 \times 1200 = 3230000 \text{ "}$

W_{2k} " " z dwiema " " $3470 \times 1200 = 4165000 \text{ "}$

Z wykresu otrzymujemy teoretyczne długości nakładek: 5400 i 3500 mm.

Potrzebna ilość nitów dla przytwierdzenia jednej nakładki wynosi:

$$n = \frac{4F}{d^2\pi} = \frac{4g(b-2d)}{d^2\pi} = \frac{4 \times 1,0 (18 - 2 \cdot 2)}{2^2 \times 3,14} = \frac{14}{3,14} = 4,5.$$

Przyjęto 6 nitów w trzech rzędach.

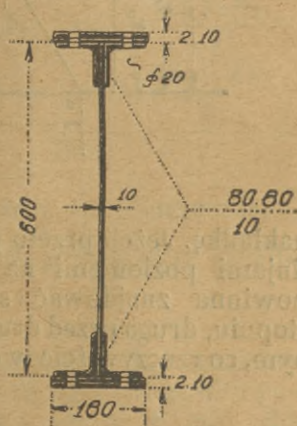


Fig. 418.

Z rysunku widać, że dla przyjętego odstępu nitów $a = 3d = 60$ mm należy obie nakładki przedłużyć poza linię teoretyczną, przyjętą za oś pierwszego rzędu nitów o długość $2d = 4$ cm. Wobec tego długość pierwszej nakładki wynosi: $5400 + 2 \times 40 = 5480$ mm; ze względów konstrukcyjnych przedłużono ją do podpór.

Właściwie pierwsza para nitów przenosi siłę odpowiadającą $\frac{2}{6} = \frac{1}{3}$ części siły przenoszącej się przez całą

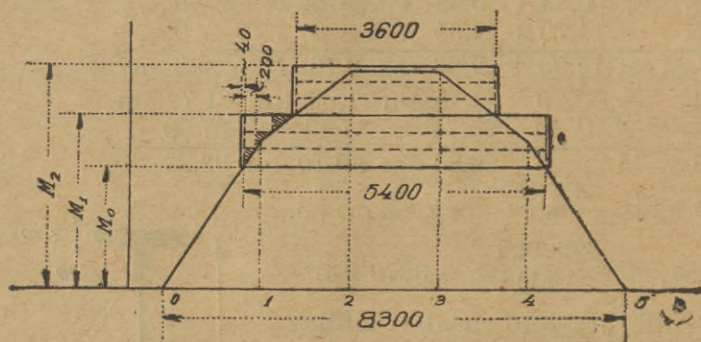


Fig. 419 a.

nakładkę. Jeżeli przeto podzielimy w wykresie 419 b nakładkę liniami poziomymi na trzy części, to pierwsza para nitów powinna znajdować się przy pierwszym zakreskowanym stopniu, druga przed drugim, trzecia przed trzecim zakreskowanym, co rzeczywiście w danym wypadku zachodzi; trzy te pary

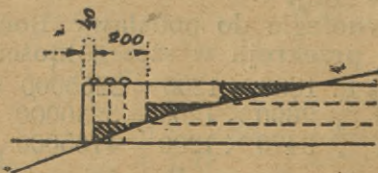


Fig. 419 b.

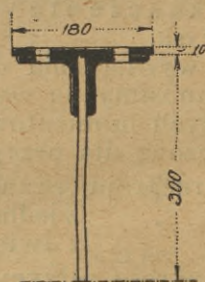


Fig. 420.

nitów mieszczą się nawet wszystkie przed stopniem drugim. O ileby jednak stopnie (mierzone poziomo) były zbyt krótkie, to należałoby nity odpowiednio wysunąć nazewnątrz.

Długość nakładki drugiej wynosi: $3600 + 2 \times 40 = 3680$ mm; wymiary te musimy dostosować jeszcze do nitów pionowych.

Obliczenie odstępów nitów pionowych i poziomych.

Odstęp nitów poziomych obliczymy ze wzoru 26 c:

$$e_{min} = \frac{dg k_d I}{T S}$$

Dla przedziału 0 — 1, tj. na długości 175 cm (por. fig. 420),
 $S_1 = 18 \times 1,0 \times 30,5 + 16 \times 1,0 \times 29,5 + 2 \times 7 \times 25,5 - 2 \times 2 \times 2 \times 30 = 550 + 472 + 357 - 240 = 1379 - 240 = 1139 \text{ cm}^2$.

$$I_1 = W_1 \frac{h_1}{2} = 2690 \times 31 = 83400 \text{ cm}^4.$$

$$T_1 = 15530 \text{ kg.}$$

$$e_{min} = \frac{2,0 \times 1,0 \times 2000 \times 83400}{15530 \times 1139} = 18,9 \text{ cm.}$$

Obliczenie wzorem przybliżonym 26 b: ($e_{min} = \frac{dg k_d h_m}{T}$)

$$= \frac{d \times g \times k_d \times \frac{h_1 + h_2}{2}}{T} = \frac{2,0 \times 1,0 \times 2000 \times \frac{60 + 44}{2}}{15530} =$$

$$= \frac{4000 \times 52}{15530} = 13,4 \text{ cm}$$

daje wynik różny od poprzedniego, ale bezpieczniejszy. Wogóle polecić wzór przybliżony można tylko dla $h > \frac{1}{10}$.

Ponieważ wymiar obliczony przekracza dopuszczalny największy odstęp nitów: $e_{max} = 8d = 16 \text{ cm}$ — więc nity poziome rozmieszczamy w stałym odstępnie około 16 cm; zaś nity pionowe w połowie odstępnie.

Obliczenie styku ścianki podciągu.

Styk przypadł w odstępnie 3,00 cm od obu podpór. Ze względu na bliskość środka belki tj. M_{max} obliczymy styk na siłę poziomą N_{max} wywołaną momentem dla $x = 3,00 \text{ m}$.

$$M_g = \frac{1}{2} \times (1 - x) = \frac{1}{2} \times 0,2 \times 3 (8,3 - 3) = 0,1 \times 3 \times 5,3 = 1,59 \text{ tm.}$$

$$M_p = 14,70 \times 3 - 7,35 (3,00 - 1,60) = 14,7 \times 3 - 7,35 \times 1,4 = 44,10 - 10,30 = 33,80 \text{ tm.}$$

$$M_{max} = M_g + M_p = 1,59 + 33,80 = 35,39 \text{ tm.}$$

Moment bezwładności przekroju podciągu w miejscu styku przy uwzględnieniu dziur nitów pionowych wynosi:

$$I_2 = W_2 e = 3470 \times 32 = 111000 \text{ cm}^4.$$

Moment bezwł. ścianki wynosi:

$$I_{\acute{s}c} = \frac{gh^3}{12} = \frac{1,0 \cdot 60^3}{12} = 18,000 \text{ cm}^4.$$

Moment przenoszący się przez ściankę wynosi:

$$M_{\acute{s}c} = M_{max} \frac{I_{\acute{s}c}}{I_2} = 3539000 \times \frac{18000}{111,000} = 580,000 \text{ kgcm}.$$

Obustronne przykładki ($g = 8 \text{ mm}$) są połączone ze ścianką z każdej strony styku 13-ma nitami $d = 20 \text{ mm}$, rozmieszczonemi w dwu rzędach. Największa siła pozioma, wywołana momentem, przenoszonym przez ściankę, wynosi w skrajnym nicie:

$$N_{max} = M_{\acute{s}c} \frac{f}{h_{max}}$$

$$h_{max} = 360 \text{ mm}$$

$$n = 13$$

$$f = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)} = \frac{6 \times 12}{13 \times 25} = \frac{72}{325}$$

$$N_{max} = \frac{580000}{36} \times \frac{72}{325} = 3580 \text{ kg}.$$

Ciśnienie na ściankę dziury wynosi:

$$\frac{N_{max}}{d \cdot g} = \frac{3580}{2 \cdot 1} = 1790 \text{ kg/cm}^2.$$

Napężenie na ścinanie wynosi:

$$\frac{N_{max}}{2 \cdot \frac{d^2 \pi}{4}} = \frac{2 \cdot 3580}{3,14 \times 2^2} = \frac{1790}{3,14} = 570 \text{ kg/cm}^2.$$

Wpływ siły poprzecznej uwzględnimy, przyjmując w przybliżeniu jednostajny jej rozkład na wszystkie nitę z jednej strony styku.

$$T_g = \frac{1}{2} g (l - 2x) = \frac{1}{2} \cdot 0,2 (8,3 - 2 \times 3) = 0,1 \cdot 2,3 = 0,23 \text{ t}.$$

$$T_p = 14,70 - 7,35 = 7,35 \text{ t}.$$

$$T_{max} = T_g + T_p = 0,23 + 7,35 = 7,58 \text{ t}.$$

Siła przypadająca na jeden nit wynosi:

$$V = \frac{T_{max}}{n} = \frac{7,58}{13} = 0,58 \text{ t}.$$

Siła wypadkowa działająca na nit skrajny wynosi:

$$R = \sqrt{N_{max}^2 + V^2} = \sqrt{3,58^2 + 0,58^2} = \sqrt{12,82 + 0,33} = \sqrt{13,15} = 3,62 \text{ t}, \text{ która jest prawie równa } N_{max} = 3,58 \text{ t}.$$

Wpływ siły poprzecznej w pobliżu środka możemy więc pominąć bez uszczerbku dla stałości konstrukcji.

Alternatywa III (fig. 417 c).

Odstęp dźwigarów przyjęto: 1,5 m.

Rozpiętość teoretyczna dźwigara: 4,15 m.

Obciążenie stropem: $g = 1,5 \times 1,0 \times 900 = 1350 \text{ kg/mb.}$

$G = 1350 \times 4,15 = 5600 \text{ kg.}$

$M_{max} = \frac{1}{8} \times 5600 \times 4,15 = 290000 \text{ kgcm.}$

$$W_p = \frac{29000}{1200} = 242 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 22 o momencie wytrzymałości $W = 278 \text{ cm}^3.$

Obliczenie podciągu.

Rozpiętość teoretyczna podciągu wynosi $7,50 + 0,15 = 7,65 \text{ m.}$

Na podciąg przenoszą się obustronnie oddziaływania dźwigarów, jako ciężary skupione $P = 2 \times \frac{1}{2}gl = 1,35 \times$

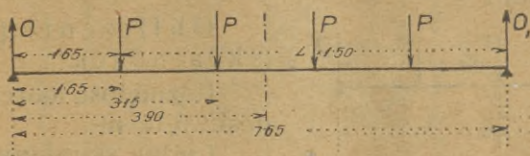


Fig. 421.

$\times 4,15 = 5,6 \text{ t.}$ Ciężar własny podciągu przyjmujemy j. w. $g = 70 + 15 l = 70 + 15 \times 7,65 = 70 + 115 = 185 \text{ kg/mb.}$

Obliczenie największych momentów:

$$O_{1g} = \frac{1}{2}gl = \frac{1}{2} \times 0,185 \times 7,65 = 0,708 \text{ t.}$$

$$O_{1P} = \frac{5,6}{7,65} (6,00 + 4,50 + 3,00 + 1,50) = \frac{5,6 \times 15}{7,65} = 11,00 \text{ t.}$$

Całkowite oddziaływanie wynosi: $O_{1g} + O_{1P} = 11,7 \text{ t.}$

Momenty: dla $x = 1,65 \text{ m}$

$$M = 11,7 \times 1,65 - \frac{1}{2} 0,185 (7,65 - 1,65) \times 1,65 = 19,30 - 0,91 = 18,39 \text{ tm;}$$

dla $x = 3,15 \text{ m}$

$$M = 11,7 \times 3,15 - 5,6 \times 1,5 - \frac{1}{2} 0,185 \times 3,15 \times (7,65 - 3,15) = 36,85 - 8,40 - 1,31 = 27,14 \text{ tm;}$$

dla $x = 3,90 \text{ m}$

$$M = 11,7 \times 3,9 - 5,6 (2,25 + 0,75) - \frac{1}{2} 0,185 (7,65 - 3,90) \times 3,90 = 45,60 - 16,80 - 1,35 = 27,45 \text{ tm.}$$

Obliczenie przekroju:

$$M_{max} = 27,45 \text{ tm} = 2745000 \text{ kgcm.}$$

$$W_{max} = \frac{2745000}{1200} = 2290 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 47 $\frac{1}{2}$ o momencie wytrzymałości $W = 2378 \text{ cm}^3$ lub: 2 I NP 38 o momencie wytrzymałości $W = 2528 \text{ cm}^3$ lub też blachownica o odpowiednim momencie wytrzymałości.

Alternatywa IV.

Przyjęto odstęp dźwigarów 1,25 m.

Rozpiętość teoretyczna wynosi: 4,15 m.

Obciążenie stropem: $g = 1,25 \times 1,0 \times 900 = 1125 \text{ kg/mb.}$

$G = 1125 \times 4,15 = 4670 \text{ kg.}$

$M_{max} = \frac{1}{8} \times 4,67 \times 4,15 = 2,42 \text{ tm.}$

$$W_{max} = \frac{242000}{1200} = 202 \text{ cm}^3.$$

Przyjęto profil: I Nr 20 o momencie wytrzymałości $W = 214 \text{ cm}^3$.

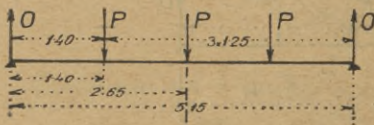


Fig. 422.

Obliczenie podciągu (skrajnego).

Rozpiętość teoretyczna wynosi: 5,15 m.

Ciężar skupiony j. w. $P = 2 \times \frac{1}{2} \times 1,125 \times 4,15 = 4,67 \text{ t.}$

$$O = \frac{4,67}{5,15} (3 + 2 + 1) + 1,25 = 6,8 \text{ t.}$$

$$M_{max} = 6,8 \times 2,65 - 4,67 \times 1,25 = 18,00 - 5,65 = 12,15 \text{ tm.}$$

$$W_{max} = \frac{1215000}{1200} = 1010 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 36 o momencie wytrzymałości $W = 1088 \text{ cm}^3$ *).

Z alternatyw powyższych:

alternatywa pierwsza nie nadaje się; wymaga bowiem długich i ciężkich dźwigarów;

alternatywa druga jest wskazana, gdy dołem nie można dać słupów;

alternatywa trzecia, względnie czwarta, są odpowiednie, gdy strop może być dołem podparty na jednym względnie dwu słupach.

*) Podciąg środkowy mało się różni długością od skrajnego; przyjmujemy więc profil ten sam.

17. Należy obliczyć dźwigary nad wystawą sklepową domu o ścianie frontowej podanej na fig. 423. Grubość ścian 45 cm, długość belek stropowych prostopadle do ściany frontowej 6,0 m, obciążenie dachu $p = 250 \text{ kg/m}^2$, stropu 400 kg/m^2 .

Należałoby właściwie osobno obliczać belki nad oknem wystawy sklepowej, osobno nad drzwiami; ze względów

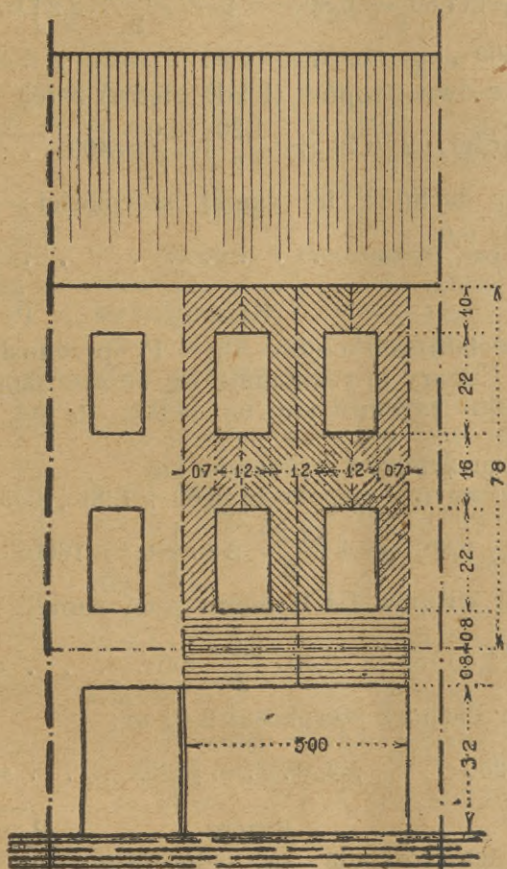


Fig. 423.

jednak konstrukcyjnych mamy dźwigary te same, tak, że obliczenie przeprowadzimy tylko dla okna.

Działają tu następujące obciążenia całkowite:

a) ciężar muru poniżej okien pierwszego piętra:

$$5,0 \cdot 1,6 \cdot 0,45 \cdot 1600 = 5760 \text{ kg}$$

b) ciężar stropu parteru: $\frac{6,0}{2} \cdot 5,0 \cdot 400 = 6000 \text{ „}$

$$\text{Razem} \quad \dots \quad P_1 = 11760 \text{ kg.}$$

Pozostała część ciężarów przenosi się przez filary w ten sposób, że każdy z nich przejmuje część odpowiednio zakreskowaną, mianowicie filar lewy:

a) ciężar muru z pominięciem otworów okiennych z szerokości = $0,70 + \frac{1}{2} 1,20 = 1,30$ m.

$$\left[\left(0,70 + \frac{1,20}{2} \right) (7,80 - 0,80) - 2 \times \frac{1,20}{2} \times 2,2 \right] = 0,45 \times 1600 = 4660 \text{ kg}$$

b) ciężar dwu stropów (I i II piętra) z tej samej szerokości: $2 \left(0,70 + \frac{1,20}{2} \right) \frac{6,0}{2} 400 = 3120 \text{ kg}$

c) ciężar dachu z tej samej szerokości: $\left(0,70 + \frac{1,20}{2} \right) \frac{6,0}{2} 250 = 980 \text{ kg}$

Razem $P_1 = P_2 = 8760 \text{ kg}$

Zupełnie taki sam ciężar $P_1 = P_2$ przenosi się przez filar prawy. Ciężary te rozkładają się na szerokości tej części filara, która przenosi się na belkę, tj. na szerokości $a = 0,70$ m.

Przez filar środkowy przenosi się:

a) ciężar muru z szerokości $(0,60 + 1,20 + 0,60) = 2,40$ m

$$\left[2,40 \cdot (7,80 - 0,80) - 4 \cdot \frac{1,20}{2} \cdot 2,20 \right] \cdot 0,45 \cdot 1600 = 10020 \text{ kg}$$

b) ciężar stropów I i II piętra z tej samej szerokości = 2,40 m, $2 \cdot 2,40 \cdot \frac{6,0}{2} 400 = 5760 \text{ kg}$

c) ciężar dachu z szerokości 2,40 m: $2,40 \times \frac{6,0}{2} 250 = 1800 \text{ kg}$

Razem $P_3 = 17580 \text{ kg}$

Ciężar ten rozkłada się jednostajnie na szerokości $b = 1,20$ m.

Oddziaływanie dźwigarów okiennych jest równe (z powodu symetrycznego obciążenia) połowie wszystkich ciężarów: $O_1 = O_2 = \frac{1}{2} (P_1 + 2 P_2 + P_3) = \frac{1}{2} (P_1 + P_3) + P_2 = \frac{11760 + 17580}{2} + 8760 = 23430 \text{ kg}$. (Oddziaływanie dla

ciężarów P_2, P_3 i P_1 wynosi $O' = P_2 + \frac{P_3}{2} = 8760 + 8790 = 17550 \text{ kg}$).

Z tego samego powodu największy moment występuje w środku belki; wynosi on:

a) dla ciężaru jednostajnie rozłożonego:

$$M_1 = \frac{1}{8} P_1 l = \frac{1}{8} 11760 \times 500 = 735000 \text{ kgcm.}$$

b) dla ciężarów częściowych:

$$M_2 = O' \frac{l}{2} - P_2 \frac{l-a}{2} - \frac{1}{2} P_3 \frac{b}{4} = 17550 \times 250 - 8760 \times 215 - 8390 \times 30 = 2252400 \text{ kgcm.}$$

Zatem największy moment sumaryczny wynosi:

$$M = M_1 + M_2 = 735000 + 2252400 = 2987400 \text{ kgcm.}$$

Potrzebny moment wytrzymałości:

$$W_p = \frac{2987400}{1200} = 2489,5 \text{ cm}^3.$$

Możemy zastosować zatem 3 dwuteowniki, a to 2 INP 34 (każdy o momencie wytrzymałości $W = 923,0 \text{ cm}^3$) i jeden INP 30 ($W = 653,0 \text{ cm}^3$). Moment ich wytrzymałości wynosi więc:

$$W = 2 \times 923,0 + 653,0 = 2499,0 \text{ cm}^3,$$

więc prawie dokładnie tyle, ile W_p .

18. Obliczyć konstrukcję żelazną balkonu. Obciążenie podłogi (stałe i ruchome) wynosi 600 kg/m^2 . Balustradę stanowi mur o grubości $0,25 \text{ cm}$, wysokości $0,8 \text{ m}$ (fig. 424).

a) Obliczenie dźwigara zewnętrznego. Jest on obciążony z szerokości $\frac{1,30}{2}$ m oraz murem.

$$P = 3,0 \left(\frac{1}{2} 1,30 \times 600 + 0,8 \times 0,25 \times 1600 \right) = 2130 \text{ kg.}$$

$$M = \frac{1}{8} P l = \frac{1}{8} 2130 \times 300 = 79875 =$$

$$= \approx 79900 \text{ kgcm.}$$

$$\text{Potrzebny moment wytrzymałości } W = \frac{79900}{1200} = 66,6 \text{ cm}^3.$$

Przyjęto zatem 2 dźwigary INP10 ($W = 2 \times 34,2 = 68,4 \text{ cm}^3$).

b) Obliczenie dźwigarów wmurowanych.

Przenosi się na nie oddziaływanie dźwigara zewnętrznego oraz na całej długości ciężar muru.

$$P_1 = \frac{1}{2} 2130 = 1065 \approx 1070 \text{ kg}$$

$$M_1 = 1070 \times 130 = 139100 \text{ kg/cm}$$

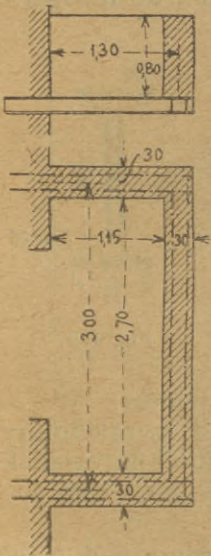


Fig. 424.

$$P_2 = 1,30 \times 0,8 \times 0,25 \times 1600 = \infty 420 \text{ kg}$$

$$M_2 = 420 \times \frac{130}{2} = 27300 \text{ kgcm.}$$

Zatem moment całkowity $M = M_1 + M_2 = 139100 + 27300 = 166.400 \text{ kgcm.}$

Potrzebny moment wytrzymałości

$$W = \frac{166400}{1200} = 138,7 \text{ cm}^3.$$

Przyjmujemy 2 I NP 14 ($W = 2 \times 81,9 = 163,8 \text{ cm}^3$).

19. Kształtownik I NP 26 przykryty jest w miejscu styku przykładkami wedle rys. 425. Należy zbadać, czy mają one wystarczający moment wytrzymałości w stosunku do dźwigara.

Moment bezwładności przykładek pionowych wynosi

$$I_1 = \frac{1}{12} \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 20^3 = 1333 \text{ cm}^4.$$

Moment bezwładności przykładek poziomych

$$I_2 = \frac{1}{12} (13 - 2 \cdot 1,6) (29^3 - 26^3) = 5554 \text{ cm}^4.$$

Całkowity moment bezwładności

$$I = 1333 + 5554 = 6887 \text{ cm}^4.$$

Zatem moment wytrzymałości:

$$W = \frac{6887}{14,5} = 475 \text{ cm}^3.$$

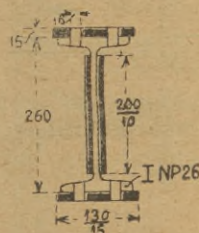


Fig. 425.

Dźwigar zaś posiada moment wytrzymałości: $W_1 = 493,6 \text{ cm}^3$ bez uwzględnienia nitów. Jeżeli uwzględnimy je, to przekonamy się, że moment wytrzymałości przykładek jest większy od momentu wytrzymałości dźwigara osłabionego nitami.

20. Obliczyć wymiary belki żelaznej wolno podpartej o długości $l = 8,00 \text{ m}$, obciążonej ciężarem jednostajnie rozłożonym $g = 200 \text{ kg/m}$, jeżeli ugięcie nie może być większe niż $\frac{1}{800}$ długości.

Na zginanie otrzymamy: $G = 200 \times 8,0 = 1600 \text{ kg}$

$$M = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} 1600 \times 8,00 = 1600 \text{ kgm}$$

$$W_p = \frac{160000}{1200} = 133,4 \text{ cm}^3.$$

Moglibyśmy zatem użyć na zginanie dźwigara I NP 17 ($W = 137,0 \text{ cm}^3$). Obliczmy jednak strzałkę ugięcia:

$$f = \frac{5}{384} \frac{g l^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{G l^3}{EI} = \frac{5}{384} \times \frac{1600 \times 800^3}{2,150,000 \times 1166} = 4,26 \text{ cm.}$$

Strzałka ugięcia jest większa od dopuszczalnej, która wynosi $f' = \frac{1}{500} l = \frac{1}{500} 800 = 1,6$ cm. Musimy więc przyjąć dźwigar tak, aby:

$$\frac{1}{500} l \geq \frac{5}{384} \times \frac{G l^3}{E I} \quad I \geq \frac{5 \times 500}{384} \frac{G l^3}{E}$$

Ze względu na ugięcie musimy więc zastosować dźwigar I Nr 23 o momencie bezwładności $I = 3607$ cm⁴.

Ugięcie będzie

$$f = \frac{5}{384} \frac{G l^3}{E I} = \frac{5}{384} \frac{1600 \times 800^3}{2150000 \times 3607} = 1,38 \text{ cm.}$$

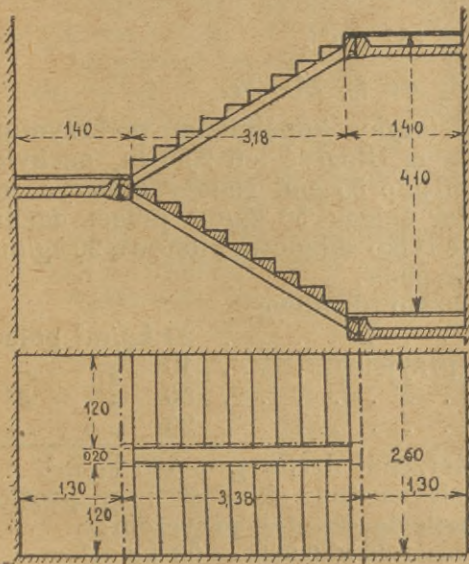


Fig. 426.

Przykład do § 19.

21. Należy obliczyć konstrukcję schodów żelaznych o wymiarach podanych na rys. 426. Stopnie nasadzone, kryte drewnianymi sadzawkami. Obliczenie statyczne schodów redukuje się do obliczenia wymiarów dźwigarów: policykowego AB i podestowego CD*). Jeśli długość pierwszego wynosi l , zaś drugiego l' , szerokość ramienia b ; podestu b' , zaś obciążenie (stałe i ruchome) z względnie Z' kg/m² rzutu poziomego, to obciążeniem policyka jest $Z = \frac{1}{2} b l z$, zaś największym momentem $M = \frac{1}{8} Z l^2 =$

$= \frac{1}{8} b l^2 z$. Na dźwigar podestowy działają natomiast: a) oddziaływania dźwigarów policykowych o wielkości $\frac{1}{2} Z$, w odległości b od podpór, b) ciężar jednostajnie rozłożony, przenoszący się z połowy podestu o wielkości $Z' = \frac{1}{2} b' l' z'$; moment zginający wynosi więc:

$$M_1 = \frac{1}{2} Z b + \frac{1}{8} Z' l' = \frac{1}{2} Z b + \frac{1}{16} b' l' z'^{**}.$$

*) Podest inaczej zawratnica.

***) Właściwie oddziaływania $\frac{1}{2} Z$ działają zwykle nie w odległości b od podpór, ale w odległości nieco mniejszej z uwagi na to, że dźwigary policykowe są nieco wsunięte pod stopnie; różnica jest jednak bardzo mała.

a) Obliczenie dźwigara policzkowego ($z = 650 \text{ kg/m}^2$):

$$l = 3,18 + 0,10 + 0,10 = 3,38 \text{ m} \quad b = 1,20 \text{ m, zatem}$$

$$Z = 0,60 \times 3,38 \times 650 = 1396 \approx 1400 \text{ kg}$$

$$M = \frac{1}{8} 1400 \times 3,38 = 62650 \text{ kgcm}$$

$$W_p = \frac{M}{k} = \frac{62650}{1200} = 52,4 \text{ cm}^3.$$

Przyjmujemy I NP 12 o momencie wytrzymałości $W = 54,7 \text{ cm}^3$.

b) Obliczenie dźwigara podestowego (z powodu ciężkiej konstrukcji podestu $z' = 700 \text{ kg/m}^2$).

$$\frac{1}{2} Z = \frac{1}{2} 1400 = 700 \text{ kg} \quad Z' = \frac{1}{2} \cdot 1,40 \cdot 2,60 \cdot 700 = 2550 \text{ kg.}$$

$$M = 700 \cdot 120 + \frac{1}{8} 2550 \cdot 260 = 84000 + 82880 = 166880 \text{ kgcm}$$

$$W_p = \frac{166880}{1200} = 139,0 \text{ cm}^3$$

Przyjęto INP 17 ($W = 137 \text{ cm}^3$).

Przykłady do §§ 21—27.

22. Listwy żelazne (szyny kopalniane) podtrzymują świetlnię ze szkła drutowego. Długość ich 2,36 m, nachylenie do poziomu $21^\circ 50'$, odstęp 55 cm. Należy obliczyć ich wymiary, przyjmując ciężar śniegu 50 kg/m^2 połaci dachu, zaś z wiatru uwzględniając tylko składową pionową 20 kg/m^2 . Na 1 m^2 połaci dachu przypada:

Ciężar własny pokrycia: szkło drutowe

7 mm grube 20 kg/m^2 połaci

listwy żelazne (przyjęto) 10 " "

Ciężar zmienny: śnieg 50 " "

wiatr 20 " "

Razem na 1 m^2 powierzchni dachu $g = 100 \text{ kg/m}^2$.

Ciężar ten rozkłada się na dwie składowe: g_1 prostopadłą do połaci i g_2 równoległą do niej, przyczem:

$$g_1 = 100 \cos 21^\circ 50' = 100 \times 0,928 = 93 \text{ kg/m}^2$$

$$g_2 = 100 \sin 21^\circ 50' = 100 \times 0,371 = 38 \text{ kg/m}^2.$$

Zatem ciężar całkowity, przypadający na jedną listwę:

$$G_1 = 2,36 \cdot 0,55 \cdot 93 = 120 \text{ kg}$$

$$G_2 = 2,36 \cdot 0,55 \cdot 38 = 49 \text{ kg.}$$

Ciężar G_1 wygina listwę i wywołuje najwyższy moment

$$M = \frac{1}{8} G_1 l = \frac{1}{8} 120 \cdot 2,36 = 3540 \text{ kgcm.}$$

Ciężar G_2 działa jako siła osiowa ciągnąca; przyjmując szynę kopalnianą $50/3,8$ o powierzchni $4,85 \text{ cm}^2$, a momencie wytrzymałości $W = 5,8 \text{ cm}^2$, otrzymamy największe naprężenie (rozciąganie):

$$\sigma = \frac{M}{W} + \frac{G_2}{F} = \frac{3540}{5,8} + \frac{49}{4,85} = 610 + 10 = 620 \text{ kg/cm}^2.$$

23*. Obliczenie dachu żelaznego o rozpiętości 18,00 m. Pokrycie papą. Odstęp więzarów $a = 5,40$ m (fig. 427 i nast.):

Obciążenia pionowe na 1 m^2 dachu pochyłego:
 Ciężar pokrycia, deskowanie i krokwi $g_1 = 40 \text{ kg/m}^2$
 Ciężar śniegu $s_1 = s \cos a = 80 \cos 11^\circ 20' = \underline{78,5 \approx 80}$ „

Razem na 1 m^2 dachu pochyłego $g = 120 \text{ kg/m}^2$
 Parcie wiatru: $n = 150 \sin(a + 10) = 150 \sin 21^\circ 20' = 55 \text{ kg/m}^2$.

Obliczenie krokwi:

Odstęp krokwi wynosi (przy pięciu krokwiach pomiędzy więzarami) $C = \frac{5,40}{5} = 1,08$ m.

Składowa obciążenia prostopadła do połaci $g_1 = g \cos a = 120 \cos 11^\circ 20' = 117,6 \approx 120 \text{ kg/m}^2$.

Składowa równoległa po połaci $g_2 = g \sin a = 120 \times \sin 11^\circ 20' = \approx 24 \text{ kg/m}^2$.

Sumaryczne obciążenie prostopadłe do połaci:

$$g_1 + n = 120 + 55 = 175 \text{ kg/m}^2.$$

Całkowite obciążenie płatwi prostopadłe do połaci:

$$G = 3,06 \times 1,08 \times 175 = 578,3 \approx 580 \text{ kg.}$$

Największy moment zginający: $M = \frac{1}{8} G l = \frac{1}{8} 580 \times 3,06 = 22185 \approx 22200 \text{ kgcm.}$

Całkowite obciążenie płatwi równoległe do połaci:

$$G_2 = 3,06 \times 1,08 \times 24 = \approx 80 \text{ kg.}$$

Przyjmując przekrój krokwi 13×10 cm ($F = 130 \text{ cm}^2$, $W = 282 \text{ cm}^3$); otrzymamy najwyższe naprężenie:

$$\sigma = \frac{80}{130} + \frac{22200}{282} = 0,6 + 78,0 = 78,6 \text{ kg/cm}^2.$$

(Widzimy stąd, że naprężenie $\frac{G_2}{F}$ jest stosunkowo tak małe, że możemy je śmiało opuścić w obliczeniu).

Obliczenie płatwi:

Na krokiew działają ciężary równe podwójnym oddziaływaniom krokwi: $P_1 = 2 \times \frac{580}{2} = 580 \text{ kg}$ prostopadłe do połaci dachu, oraz $P_2 = 2 \times \frac{80}{2} = 80 \text{ kg}$ równoległe do połaci.

Największy moment w środku równy jest momentowi w punkcie podparcia krokwi drugiej rzędu od ciężara i wynosi:

$$M = 0_1 \frac{a}{2} - P \times \frac{3}{2} c - P \times \frac{1}{2} c = 2P \times \frac{5}{2} c - P \frac{3}{2} c - P \frac{1}{2} c = 3Pc.$$

Zatem moment w płaszczyźnie prostopadłej do połąci wynosi:

$$M_2 = 3 P_2 c = 3,80 \times 1,08 = 269 \text{ kgm} = 26900 \text{ kgcm.}$$

Przyjmując dźwigar INP 24, otrzymamy największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{M}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} = \frac{189000}{398 \times 7} + \frac{26900}{50,6} = 474 + 531 = 1005 \text{ kg/cm}^2.$$

Obliczenie więzara głównego.

Obciążenie pionowe:

Pokrycie papą	40 kg/m ²
Ciężar płatwi i ciężarów	30 "
Ciężar śniegu	80 "

Całkowite obciążenie pionowe: $g = 150 \text{ kg/m}^2$ połąci.
Parcie wiatru j.w. $n = 55 \text{ kg/m}^2$.

Ciężary węzłowe wynoszą zatem dla obciążenia pionowego: w węzłach II, III i IV: $P = c a g = 3,06 \cdot 5,40 \cdot 150 = 2480 \approx 2500 \text{ kg}$,

w węzle I: $P_1 = \frac{1}{2} P = 1250 \text{ kg}$.

Oddziaływanie więzara z powodu ciężaru pionowego wynoszą:

$$O_1 = O_2 = \frac{5 P + 2 P_1}{2} = \frac{5 \times 2500 + 2 \times 1250}{2} = 7500 \text{ kg.}$$

Ciężary węzłowe dla parcia wiatru wynoszą:

w węzłach II i III: $W = 3,06 \times 5,40 \times 55 = 920 \text{ kg}$,

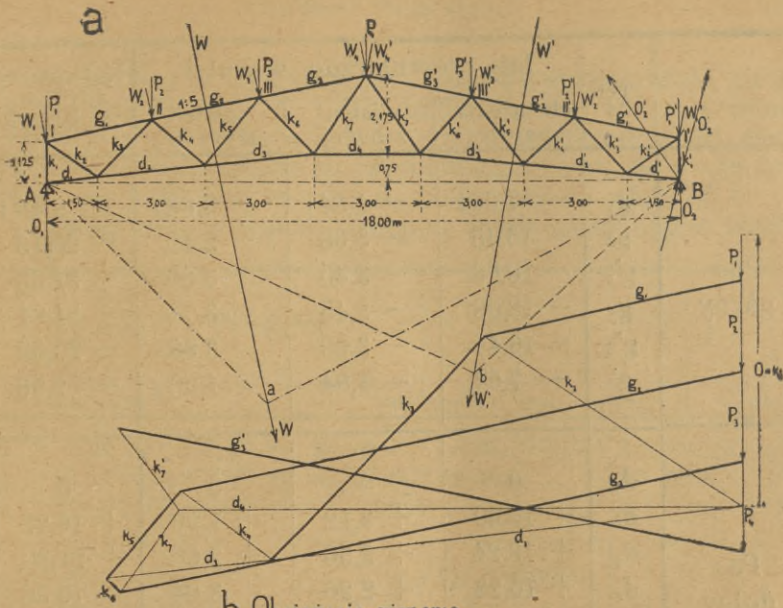
w węzłach I i IV: $W_1 = \frac{1}{2} W = 460 \text{ kg}$.

Oddziaływania dla parcia wiatru znaleźliśmy wykreślenie. Ponieważ punkt przecięcia oddziaływań wypadła poza rysunkiem, przeto do wyznaczenia ich kierunku i wielkości przeprowadziliśmy wielobok sznurowy w fig. 427, a następnie wielobok sił. Jeden z boków wieloboku sznurowego przyjęto w prostej AB, drugimi są Aa i Ba względnie Ab i Bb. Znalezione z wieloboków sił mnps względnie m' n' p' t oddziaływania wynoszą:

dla wiatru ze strony lewej $O_1' = 1960 \text{ kg}$. $O_2' = 930 \text{ kg}$

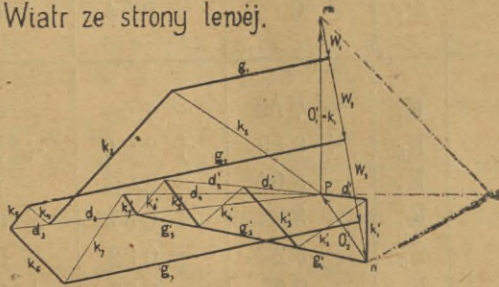
" " " " prawej $O_1'' = 750 \text{ kg}$. $O_2'' = 2020 \text{ kg}$.

Wykres dla obciążenia pionowego wykonano tylko dla połowy dachu, wykresy dla parcia wiatru dla całego dachu i to w skali większej, gdyż w przeciwnym razie rysunek byłby zbyt niewyraźny. Siły znalezione z wykresów b, c i d wynoszą:



b. Obciążenie pionowe.

c. Wiatr ze strony lewej.



d. Wiatr ze strony prawej.

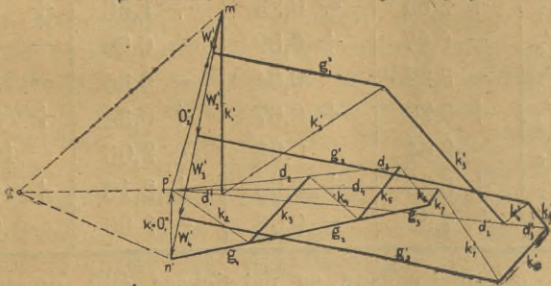












Fig. 427–430.

	Pręt	Siły wewnętrzne wskutek			Największe siły wewnętrzne
		obciążenia pionowego	wiatru z lewej	wiatru z prawej	
Pas górny	g_1	- 7,62 t	- 1,84 t	- 8,88 t	- 9,46 t
	g_2	- 16,45	- 3,68	- 2,12	- 20,13
	g'_3	- 18,08	- 3,45	- 3,00	- 21,53
	g_3	- 18,08	- 3,45	- 3,73	- 21,81
	g'_2	- 16,45	- 3,68	- 3,88	- 20,33
	g'_1	- 7,62	- 1,84	- 1,96	- 9,58
Pas dolny	d_1	0	0	0	0
	d_2	+ 13,60	+ 3,12	+ 1,56	+ 16,72
	d_3	+ 18,24	+ 3,56	+ 2,60	+ 21,80
	d_4	+ 16,22	+ 2,26	+ 3,04	+ 19,36
	d'_3	+ 18,24	+ 1,80	+ 4,32	+ 22,53
	d'_2	+ 13,60	+ 0,92	+ 3,70	+ 17,30
	d'_1	0	- 0,54	+ 0,56	- 0,54
Krzyżulce	K_1	- 7,50	- 1,96	- 0,75	- 9,44
	K_2	+ 8,82	+ 2,04	+ 1,04	+ 10,86
	K_3	- 8,64	- 2,02	- 1,00	- 10,66
	K_4	+ 3,20	+ 0,31	+ 0,72	+ 3,92
	K_5	- 3,22	- 0,32	- 0,74	- 3,96
	K_6	- 0,67	- 0,86	+ 0,54	- 1,53
	K_7	+ 2,85	+ 1,18	- 0,20	+ 4,03
	K'_7	+ 2,85	- 0,23	+ 1,58	+ 4,43
	K'_6	- 0,67	+ 0,50	- 0,80	- 1,47
	K'_5	- 3,22	- 0,64	- 0,35	- 3,86
	K'_4	+ 3,20	+ 0,67	+ 0,34	+ 3,87
	K'_3	- 8,64	- 0,92	- 2,06	- 10,70
	K'_2	+ 8,82	+ 0,96	+ 2,16	+ 9,78
K'_1	- 7,50	- 0,68	- 2,00	- 9,50	

W kolumnie ostatniej podane są największe siły, występujące w prętach więzara kratowego. Znaleźliśmy je, sumując siły z powodu obciążenia pionowego z większą z sił wskutek wiatru.

Pomimo, że symetrycznie odpowiadające sobie pręty więzara (np. g_2 i g'_2 , d_3 i d'_3) przenoszą siły różne, przecież wykonuje się je zawsze o tym samym przekroju, który musi być oczywiście obliczony na siłę większą. Jeśli np. $d_2 = +16,72$ t, zaś $d'_2 = +17,30$ t, to pręt d_2 obliczymy na siłę 17,3 t.

Obliczenie wykonać najlepiej wedle następującej tabeli:

Pręt	Najw. siła	F_0	Przekrój	F	N	F_N	l	l_w	i	$\frac{l_w}{i}$	β	$\frac{r_0}{\beta}$
				cm^2	cm^2	cm^2	mm	cm	cm			cm^2
g_1	- 9,58	9,6	2  80 . 80 . 10	30,2	1,8	28,4	3059	245	2,4	120	0,51	19,0
g_2	- 20,33	20,3	2  80 . 80 . 10	46,2	5,4	40,8	"	"	3,0	82	0,57	36,2
g_3	- 21,81	21,8	1  + 160 . 10	46,2	"	"	"	"	"	"	"	37,3
d_1	- 0,54	0,6	2  80 . 80 . 8	24,5	2,9	21,6	3059					
d_2	+ 17,30	17,3		24,5	"	"	"					
d_3	+ 22,56	22,6		24,5	"	"	"					
d_4	+ 19,36	19,4		24,5	"	"	"					
K_1	- 9,50	9,5	 2 x 70 . 70 . 8	21,3	2,6	18,7	1125	90	3,7	24	0,74	12,8
K_2	+ 10,86	10,9	 2 x 60 . 60 . 6	13,8	1,9	11,9	1789					
K_3	- 10,70	10,7	jak K_1	21,3	2,6	18,7	2175	180	3,7	48	0,67	16,0
K_4	+ 3,92	3,9	2  40 . 40 . 4	6,1	1,0	5,1	1968					
K_5	- 3,96	4,0	2  50 . 50 . 5	9,6	1,2	8,4	2401	195	2,4	81	0,58	6,9
K_6	- 1,53	1,5	 2 x 40 . 40 . 4	6,1	1,2	4,9	2175	180	2,0	91	0,55	2,7
K_7	+ 4,43	4,4	 2 x 40 . 40 . 4	6,1	"	"	2520					

Jak widzimy, przyjęto nieraz przekroje znacznie większe, niż tego wymagają siły w nich działające. Czyni to się zwłaszcza w krzyżulcach, gdzie nieraz wypadają siły bardzo małe, dlatego, aby zastosować przekrój złożony z dwu kątowników, a więc dający się przymocować osiowo, na co należy zwracać baczną uwagę. Przekroje złożone z jednego kątownika muszą być przymocowane mimoosiowo, co wywołuje w nich znaczne nateżenia drugorzędne.

Obliczenie nitów przeprowadza się na zasadach podanych w § 4: każdy pręt przytwierdzić należy ilością nitów potrzebną do przeniesienia jego siły wewnętrznej. Jeżeli jednak są pręty przechodzące w linii prostej, których przekroje (np. kątowniki) pozostają te same i są przeprowadzone

wskroś, tj. niezetknięte w węźle, to nity do ich utwierdzenia w takim węźle oblicza się tylko na różnicę sił działających, gdyż część sił równoważąca się obustronnie nie potrzebuje wzajemnego połączenia. Np. pręty pasu górnego g_1 , g_2 i g_3 mają kątowniki 80 . 80 . 10, które oczywiście wykonamy na całą długość $g_1 + g_2 + g_3$ z jednej sztuki. Wtedy ilość nitów w węźle II obliczamy na siłę: $20330 - 9580 = 10750$ kg. Używając nitów dwuciętych $d = 18$ mm, otrzymamy siłę, jaką przenieść może jeden nit na ścinanie $P = 4060$ kg, na ciśnienie $P = 3460$. Potrzeba zatem 4 nitów, które mogą przenieść 16240 kg na ścinanie, zaś 13840 kg na ciśnienie (dla blach węzłowych 12 mm). Uwzględnia się siłę mniejszą.

Obliczenie nitów najlepiej jest przeprowadzić wedle następującej tabeli:

Pręt	Najwyższa siła do przeniesienia (kg)	Średnica nitu(mm)	Ilość nitów		Siła przeniesiona przez nity	
			raz ciętych	dwuciętych	na ścinanie	na ciśnienie
g_1	9,580	18		3	12180	10380
g_2	10,750 ^{*)}	"		4	16240	13840
g_3	21,810	"	4	4	16240 + 8120	13840 + 11520
d_1	540	18		3	12180	10380
d_2	16,760 ^{*)}	"		5	20300	17300
d_3	22,560	"	4	4	16240 + 8120	13840 + 11520
d_4	19,360	"	4	3	16240 + 6090	13840 + 5190
K_1	9,500	16	6		9600	12300
K_2	10,860	16		4	12600	12280
K_3	10,700	16		4	12600	12280
K_4	3,920	12		3	5600	4620
K_5	3,960	12		3	5600	5760
K_6	1,530	12	4		3600	3080
K_7	4,430	12	6		5400	4620

24*. Obliczyć, jak wielkie naprężenia powstaną w dachu obliczonym w przykładzie 23, jeśli uwzględnimy wyłącznie ciężar pionowy, składający się a) z obciążenia stałego o wielkości 70 kg/m^2 , b) z obciążenia śniegiem 80 kg/m^2 i c) z pionowej składowej parcia wiatru o wielkości 50 kg/m^2 (tj. mniejszego o 5 kg/m^2 od parcia prostopadłego do połączenia $n = 55 \text{ kg/m}^2$ w przykł. 23).

Całkowite obciążenie wynosi wtedy $g = 70 + 80 + 50 = 200 \text{ kg/m}^2$. W przykł. 23. mieliśmy obciążenie pionowe o wielkości $g = 150 \text{ kg/m}^2$, zatem obecnie ciężary węzłowe, a tem

*) Obliczone na różnicę sił: ($g_3 - g_1$), względnie ($d_3 - d_1$).

samem i siły wewnętrzne wzrosną w stosunku $\frac{200}{150} = \frac{4}{3}$; otrzymamy więc największe siły:

$$\begin{aligned} g_1 &= -7,62 \times \frac{4}{3} = -10,0 \text{ t}, & g_2 &= -21,9 \text{ t}, & g_3 &= -24,1 \text{ t} \\ d_1 &= 0, & d_2 &= +18,1 \text{ t}, & d_3 &= +24,3 \text{ t}, & d_4 &= +21,6 \text{ t} \\ k_1 &= -10,0 \text{ t}, & k_2 &= +11,8 \text{ t}, & k_3 &= -11,5 \text{ t}, & k_4 &= +4,3 \text{ t} \\ k_5 &= -4,3 \text{ t}, & k_6 &= -0,9 \text{ t}, & k_7 &= +3,8 \text{ t}. \end{aligned}$$

Z zestawienia tego wynika, że największe siły wewnętrzne obliczone w ten sposób są prawie zawsze nieco większe od największych sił obliczonych w przykładzie. Siły mniejsze wystąpiły teraz tylko w prętach, przenoszących siły wogóle bardzo małe, a więc w takich, w których i tak dajemy nadmiar materiału. Jeżeli więc chodzi o przybliżone obliczenie, to dla dachów małych i niezbyt stromych możemy używać tego sposobu obliczenia, które zresztą powoduje użycie większej ilości materiału.

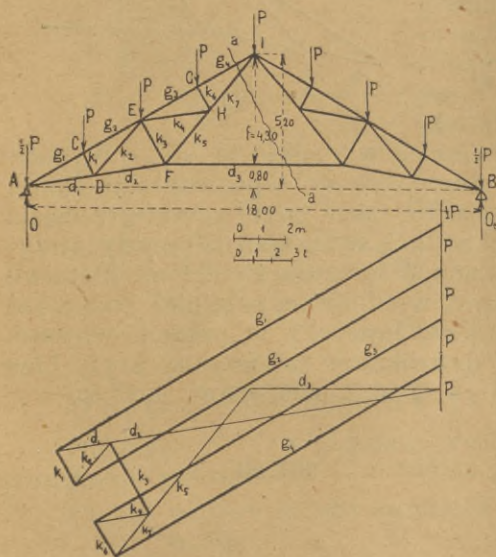


Fig. 431 — 432

25. Na więzar przedstawiony na fig. 431 (t. zw. więzar podwójny systemu Polonceau) działa obciążenie pionowe symetryczne $P = 2,4 \text{ t}$ w każdym węźle. Należy wyznaczyć siły wewnętrzne.

Znajdujemy kolejno siły g_1, d_1 (z węzła A), $-g_2, k_1$ (z węzła C), $-k_2, d_2$ (z węzła D). W następnych węzłach E i F mamy jednak po trzy niewiadome, wobec czego tego samego sposobu użyć tu nie możemy; postaramy się zatem wyznaczyć jedną z sił zaczepiających w węźle E, np.

siłę K_n . W tym celu prowadzimy przekrój $a-a$; dla równowagi musi być suma momentów sił zewnętrznych, działających na odciętą lewą część belki [tj. oddziaływanie O , i siły $\frac{P}{2}$ (w węźle A), oraz sił P (w węzłach C, E, G)], oraz momentów sił wewnętrznych w prętach przeciętych (tj. d_3, k_7, g_n) równa zero ze względu na dowolny punkt. Za punkt

taki przyjmijemy wierzchołek I, gdyż przecinają się w nim dwa pręty przecięte g_1 i k_7 . Moment sił zewnętrznych wynosi: $O_1 \times 9,00 - 4P \times 4,50 = 4P \times 4,50 = 18P = 43,2$ tm; a stąd (przyjmując w d_3 siłę ciągnącą) otrzymujemy:

$$43,2 - d_3 f = 0, \text{ czyli: } d_3 = \frac{+ 43,2 \text{ tm}}{4,30 \text{ m}} = + 10,05 \text{ t.}$$

Odcinając siłę $d_3 = 10,05$ t w planie sił poczynając od końca siły d_2 , uzyskaliśmy w punkcie F tylko dwie niewiadome, które łatwo możemy wykreślić wyznaczyć. Dalszy tok roboty postępuje normalnie.

Możemy też postąpić inaczej, wyznaczając siłę K_1 . W tym celu prowadzimy przekrój aa, jak na fig. 433, odcinając węzły około wierzchołka. Wtedy w równowadze muszą być obie siły zewnętrzne P o wypadkowej $R = 2P$ i siły w przeciętych prętach $g_3, k_1, k_3, k_7, g_1, g_1'$. Ale wypadkowa R sił g_3, k_3, k_7, g_1' musi przechodzić przez wierzchołek,

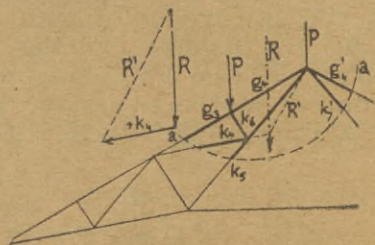


Fig. 433.

gdyż przez ten punkt przechodzą wszystkie te siły. Wypadkowa ta jednak musi zrównoważyć się z pozostałymi siłami, tj. R i k_1 , musi więc przechodzić także przez punkt przecięcia tych dwu sił. Łącząc oba określone w ten sposób punkty, otrzymamy kierunek sił R' . Rozkładając teraz siłę $R = 2P$ na składowe w kierunku R' i k_1 , otrzymamy wielkość tej ostatniej. Znając zaś k_1 , możemy kolejno wyznaczać inne siły w prętach więzara.

26*. Obliczyć dach wspornikowy zawieszony kryty blachą falistą (fig. 434—436). — Odstęp więzarów: 4·80 m. Nachylenie połaci dachu:

$$\operatorname{tg} a = \frac{190}{500} = 0,38, \text{ zatem } a = 20^\circ 50',$$

$$\sin a = 0,35,$$

$$\cos a = 0,93.$$

Obliczenie geometryczne długości prętów:

$$d_1 = d_2 = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm,}$$

$$g_1 = +g_2 = \sqrt{1900^2 + 5000^2} = \sqrt{28610000} = 5349 \text{ mm,}$$

$$g_1 = g_2 = a_2 = \frac{5349}{2} = 2674 \text{ mm,}$$

$$a_1 = 1900 \text{ mm,} \quad a_3 = \frac{1900}{2} = 950 \text{ mm}^*).$$

*) W ten sposób należy zawsze wyznaczać osiowe długości prętów więzarów żelaznych.

O b c i ą ż e n i a :

Ciężar pokrycia blachą falistą	20 kg/m ² połąci
„ śniegu: $80 \cos a = 80 \times 0.93$	75 „ „
Parcie wiatru: $150 \sin (a + 10) = 150 \cdot 0.51 =$ $= 76$ okragło	80 „ „

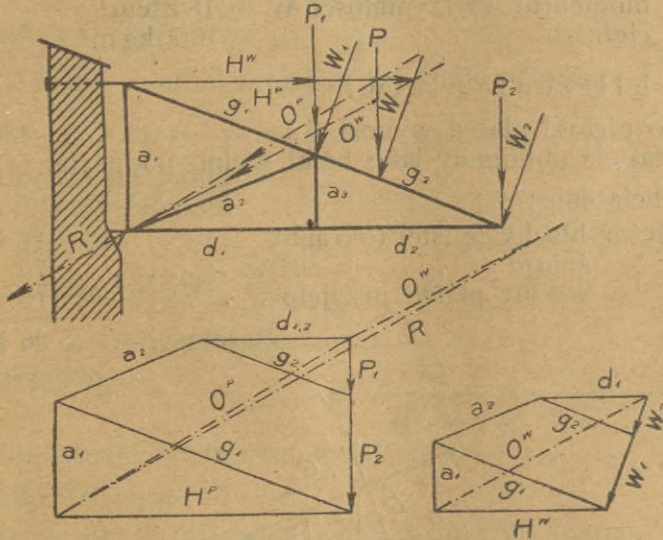


Fig. 434–436.

Obliczenie blachy falistej:

Rozpiętość = odstępowi węzłów okragło 2680 mm.

Obciążenie pionowe:

Ciężar własny blachy przyjęto	20 kg/m ²
„ śniegu	75 „
Razem	<u>95 kg/m²</u>

Obciążenie pionowe na 1 m szerokości blachy wynosi

$G_{pg} = 95 \times 2.68 = 255 \text{ kg.}$

Składowa prostopadła do połąci:

$G_1 = G \cos a = 255 \times 0.93 = 237 \text{ kg/mb.}$

Składowa równoległa do połąci:

$G_2 = G \sin a = 255 \times 0.35 = 89 \text{ kg/mb.}$

Parcie wiatru na 1 m szerokości połąci:

$N = 2.68 \times 80 = 215 \text{ kg/mb.}$

Całkowita siła prostopadła do połaci:

$$G = N + G_1 = 215 + 237 \times 452 \text{ kg/mb.}$$

Wpływ siły G_2 jest bardzo mały, dlatego opuszczamy go.

Potrzebny moment wytrzymałości:

$$W = \frac{Gl}{8k} = \frac{452 \times 268}{8 \times 1200} = 12,6 \text{ cm}^3.$$

Przyjęto przekrój: $b \times h \times d = 150 \times 60 \times 1 \text{ mm.}$

o momencie wytrzymałości $W = 18,2 \text{ cm}^3$

o ciężarze $g = 10,7 \text{ kg/m}^2.$

Obliczenie płatwi.

Rozpiętość płatwi wynosi 480 cm.

Płatwie obliczamy jako belki wolno podparte.

Obciążenie:

Ciężar blachy falistej (okrągło)	11 kg/m ²
„ śniegu	75 „
„ własny płatwi przyjęto	10 „
Razem	<u>96 kg/m²</u>



Fig. 437

Parcie wiatru: $W = 80 \text{ kg/m}^2.$

Powierzchnia obciążenia: $4,8 \times 2,68 = 12,9 \text{ m}^2.$

Obciążenie pionowe $G = 12,9 \times 95 = 1226 \text{ kg.}$

„ „ „ $N = 12,9 \times 80 = 1040 \text{ „}$

Składowa prostopadła do połaci:

$G_1 = G \cos \alpha = 1226 \times 0,93 = 1140 \text{ kg.}$

Składowa równoległa do połaci:

$G_2 = G \sin \alpha = 1226 \times 0,35 = 430 \text{ kg.}$

Siła działająca w płaszczyźnie osi płatwi:

$G = G_1 + N = 1140 + 1040 = 2180 \text{ kg.}$

$$M_1 = \frac{Gl}{8} = \frac{2180 \times 480}{8} = 130800 \text{ kgcm.}$$

Moment zgięcia w płaszczyźnie równoległej do połaci wynosi:

$$M_2 = \frac{G_2 l}{8} = \frac{430 \times 480}{8} = 25800 \text{ kgcm.}$$

Dla przyjętego profilu I NP 23 wynosi:

Moment wytrzymałości dla osi poziomej $W_x = 314 \text{ cm}^2$

„ „ „ „ pionowej $W_y = 37.1 \text{ „}$

$$\begin{aligned} \text{Napężenie } \sigma &= \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} = \frac{130800}{314} + \frac{25800}{37.1} = 416 + 696 = \\ &= 1112 \text{ kg/cm}^2, \text{ zatem mniejsze od dopuszczalnego.} \end{aligned}$$

Obliczenie więzarów głównych.

Obciążenie pionowe:

Ciężar blachy falistej	11	kg/m ²	połaci
„ śniegu	75	„	„
„ własny płatwi: $\frac{36.19}{2.68}$	13.5	„	„
„ „ więzarów głównych przyjęto	10.0	„	„
		<hr/>	
		109.5 kg/m ²	$\approx 110 \text{ kg/m}^2$.

Obciążenie wiatrem j. w. 80 kg/m².

Siły działające:

w węźle 2: siła P_1 (obciążenie pion.) oraz W_1 (parcie wiatru)

$$\text{„ „ 3: „ } P_2 = \frac{P_1}{2} \text{ „ „ „ } W_2 = \frac{N_1}{2} \text{ „ „ „}$$

Pod działaniem tych sił powstaną w punktach A i B oddziaływania i to w punkcie B poziome (kotew), zaś w punkcie A o kierunku wypadkowej sił działających w węzłach 2 i 3.

Obliczenie ciężarów węzłowych.

$$P_1 = 4.8 \times 2.68 \times 115 = 1480 \text{ kg.}$$

$$P_2 = \frac{P_1}{2} = \frac{1480}{2} = 740 \text{ kg.}$$

Ciężary węzłowe z powodu parcia wiatru:

$$W_1 = 4.8 \times 2.68 \times 80 = 1030 \text{ kg.}$$

$$W_2 = \frac{W_1}{2} = \frac{1030}{2} = 515 \text{ kg.}$$

Pręt	Sily wewnętrzne z powodu obc. pion. parcia wiatru		Największe sily wewnętrzne	F_0 cm ²	Przekrój	F cm ²	N cm ²	F _n cm ²	l _w mm	i cm	l _w i	β	F _∞ = F _a cm	Nity	
	obc. pion.	parcia wiatru												(D) cm	n
Pas górny	g ₁	+ 4200	+ 2500	+ 6700	5·58	860	1·20	7·4	2674	—	—	—	—	12	4
		+ 2100	+ 1350	+ 3450	—									2	
Pas dolny	d ₁	} 1950	— 1450	— 3400	2·83	13·82	1·92	11·90	2500	1·82	137	0·288	9·82	16	2
														2	2
														2	2
Krzyżulce	a ₁	— 1500	— 900	— 2400	2·00	8·60	1·20	7·4	1900	1·35	140	0·285	7·00	12	2
														2	2
														2	2
	a ₂	— 2100	— 1550	— 3650	3·04	20·14	3·20	16·94	2700	1·62	167	0·188	16·2	16	2
														2	2
	a ₃	—	—	—	—	Przyjęto jako przekrój najmniejszy ze względu konstrukcyjnych dopuszczalny								—	

*) Pomijając utwierdzenie prętów przy pomocy blach węzłowych, jako nie wystarczające, przyjęto w obliczeniu długość narażoną na wyboczenie (l_w) równą długości pręta (D).

**) Pas górny i dolny przyjęto w całości z jednego rodzaju żelaza.

Wartości uzyskane z planów sił zestawiono w tabeli, umieszczonej na poprzedniej stronie, i po poprzednim wykreślnem wyznaczeniu wielkości oddziaływań:

dla obciążenia pionowego: $H_P = + 3900$ kg; $O_P = - 4500$ kg
 „ parcia wiatru: $H_W = + 2350$ „ ; $O_W = - 3250$ „

Do obliczenia kotwy.

Silę $H = + 6200$ przenoszą kotwy na lice muru za pośrednictwem podkładki o wymiarze: $40 \times 20 = 800$ cm², więc ciśnienie na mur wynosi: $I = \frac{6200}{800} = 7.75$ kg/cm².

Obliczenie łożyska.

Oddziaływanie sumaryczne, wyznaczone wykreślnie, wynosi 7750 kg. Łożysko wykonano w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku tego oddziaływania.

Wymiary ciosu.

Przekrój potrzebny ze względu na ciśnienie na mur na cemencie wynosi: $F = \frac{P}{2} = \frac{7750}{12} = 646$ cm². Przyjęto cios $35 \times 20 = 700$ cm² o grubości 24 cm.

Wymiary płyty.

Przyjąwszy jako naprężenie dopuszczalne dla ciosu 35 kg/cm², otrzymujemy potrzebną powierzchnię płyty

$F_1 = \frac{P}{2_1} = \frac{7750}{35} = 222$ cm². Przyjęto płytę żelazną F_1 o grubości 10 cm, a powierzchni = $15/15 = 225$ cm².



XI. TABLICE

TABLICA I
Spółczynniki sprężystości E w kg/cm^2

M a t e r j a ł	E
Drzewo miękkie // do włókien	120000
„ „ // „ „	1000
„ dębowe // „ „	110000
„ „ // „ „	1300
Żelazo lane (żeliwo)	1,000000
„ spawane	2,000000
„ zlewne	2,150000
Stal zlewna	2,200000

TABLICA II
Ciężar własny najważniejszych materiałów

M a t e r j a ł	Ciężar w kg/m^3	M a t e r j a ł	Ciężar w kg/m^3
<i>a) Drzewo suche:</i>		<i>c) Kamień i mur ciosowy:</i>	
Drzewo brzoźowe	600	Bazalt	3000
„ bukowe	750	Granit	2800
„ dębowe	900	Marmur	2700
„ jodłowe	700	Piaskowiec ciężki	2700
„ lipowe	500	„ lekki	2400
„ s o s n o w e		Porfir	2800
i modrzewiowe	650	Sjenit	2800
Drzewo świerkowe	550	Wapień zwykły	2500
„ topolowe	400	„ porowaty	2000
<i>b) Kruszcze:</i>		<i>d) Mur ceglany:</i>	
Bronz	8600	Z cegieł zwykłych na zaprawie wapien.	1600
Cyna	7400	Z cegieł zwykłych na zaprawie cemen- towej	1700
Cynk walcowany	7200	Z cegieł próżnych	1300
Cynk lany	6900	Z cegieł dziurkowa- nych	1200
Glin (aluminium)	2600	Z zendrówek	1900
Miedź	8900	Z cegieł korkowych	600
Mosiądz	8600	Z cegieł piaskowych	2000
Nikiel	8800	Z klinkierów na ce- mencie	1900
Ołów	11400		
Platyna	20400		
Stal	7860		
Żelazo spawane	7800		
„ zlewne	7850		
Żeliwo	7300		

Materiał	Ciężar w kg/m ³	Materiał	Ciężar w kg/m ³
<i>e) Beton:</i>		Węgiel w brykietach	1000
Zwykły (żwirowy)	2200	„ drzewny w kawałkach	300
Lekki ceglany . . .	1800	Wosk	970
Żuźlowy lekki . . .	1300	<i>h) Niektóre towary:</i>	
„ wielkopiecowy . . .	2200	Buraki	650
Z wkładkami żelaznymi (żelbet) . . .	2400	Cement w beczkach	1500
<i>f) Rozmaite materiały:</i>		Cukier	750
Asfalt lany	1200	Groch, soczewica . . .	850
„ ubijany	1800	Gruszki	350
Gips lany	1100	Jabłka	300
Gruz ceglano - wapienny	1400	Jęczmień	640
Korkowe płyty	330	Kawa	700
Ksylolit	1400	Książki i papier (szafy z książkami) . . .	800
Linoleum	1200	Lód w kawałkach . . .	750
Szkoło dęte	2600	Mąka w workach . . .	700
„ lane	2900	Owoce	350
Terazzo	2000	Owies	450
Zaprawa wapienna	1700	Papier	1100
„ cementowa	2100	Proso i gryka	850
„ wapienno - cementowa	1900	Pszenica	750
Zaprawa gipsowa	1100	Siano i słoma	100
Żużel koksowy	1000	Siano prasowane . . .	280
<i>g) Paliwa:</i>		Słód	530
Antracyt	1700	Trawa, koniczyna . . .	350
Drwa twarde	400	Sól w workach	1200
„ miękkie	350	Sliwki	350
Koks	500	Wełna	1300
Nafta (w beczkach)	110	Ziemniaki	700
Smoła	1100	Żyło	750
Torf	600	<i>i) Niektóre zwierzęta:</i>	
Węgiel brunatny . . .	750	Koń sztuka	500
„ czarny w kawałkach	900	Krowa	600
		Owca	80
		Wieprz	200
		Wół zwykły	650
		„ opasowy	900

j) Ciężar człowieka przyjmuje się 75 kg; w razie, gdy człowiek może np. na dachu znaleźć się z ciężarem, (deską i t. p.), przyjmuje się ciężar jego jako skupiony o wielkości 100 kg.

TABLICA III.

Ciężar i kąt tarcia różnych gatunków w ziemi.

M A T E R I A Ł	Ciężar gatunkowy kg/m ³	Kąt tarcia	lg φ	lg ² $\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right)$
Ziemia roślinna sucha	1.400	35°	0,700	0,271
" " wilgotna	1.600	45°	1,000	0,172
" " nasycona wodą	1.800	30°	0,577	0,333
Gлина sucha	1.600	40°	0,839	0,217
" wilgotna	1.700	45°	1,000	0,172
" nasycona wodą	2.000	20°	0,364	0,490
Piasek suchy	1.600	35°	0,700	0,271
" wilgotny	1.800	40°	0,839	0,217
" nasycony wodą	2.000	25°	0,466	0,406
Żwir rzeźny suchy	1.700	30°	0,577	0,333
Thuczeń z kamienia ciężkiego	1.800	40°	0,839	0,217
" " lekkiego	1.600	40°	0,839	0,217

Nie znając dobrze materiału, najlepiej przyjąć ciężar gatunkowy 1800 kg/m³, zaś kąt tarcia $\varphi = 30^\circ$ (co też jest najwygodniejsze w wykreślonym rachunku).

TABLICA IV.
Kąt tarcia niektórych materiałów sypkich.

M A T E R J A Ł	Stopni
Cement	40 ^o
Groch	20 ^o
Owies	28 ^o
Słód	22 ^o
Sól	40 ^o
Węgiel, koks	45 ^o
Żyto, pszenica	25 ^o

TABLICA V.
Ciężar własny stropów.

R O D Z A J S T R O P U	kg/m ²
1. Strop drewniany belkowy z podłogą pojedynczą z desek 3,5 cm	70
2. Strop drewniany belkowy z podłogą podwójną bez podsypki i z sufitem	90
3. Strop drewniany belkowy z podsypką 10 cm, podłogą, trzciniowaniem i wyprawą	250
4. Strop sklepiony z cegieł zwykłych między dźwigarami z nadsypką 8 cm w kluczu	450
5. Strop ceglany płaski z cegieł porowatych między dźwigarami o grubości 1/2 cegły z wkładkami żelaznymi z nadsypką i podłogą	350
6. Strop ceglany płaski z cegieł pełnych między dźwigarami o grubości 1/2 cegły z wkładkami żelaznymi z nadsypką i podłogą	400
7. Strop sklepiony betonowy o grubości 8 cm w kluczu z nadsypką 6 cm nad kluczem	380
8. Strop sklepiony Moniera o grubości 5 cm w kluczu z nadsypką 5 cm nad kluczem	350
9. Strop płytowy Moniera o grubości 6 cm z nadsypką i wyprawą	420

W ciężar ten nie jest wliczony ciężar podciągów stropowych.
Ciężar własny schodów żelaznych lekkich przyjąć można 150 kg/m², ciężar własny schodów kamiennych i sklepionych na dźwigarach żelaznych 500 kg/m².

TABLICA VI.

Obciążenia zmienne (ruchome) stropów.

Mieszkanie zwykłe	150-200 kg/m ²
Obciążenie 150 kg/m ² dopuszczalne w ma- łych domkach mieszkalnych.	
Strych zwykły	125 "
Sale szkolne	300 "
Teatry, kinoteatry, sale gimnastyczne	500 "
Lokale handlowe w parterze (sklepy)	500 "
" " na piętrach "	400 "
Lokale biurowe, restauracje i t. p.	300 "
Budynki fabryczne, o ile nie przewiduje się większych obciążeń	500 "
Schody domów mieszkalnych	400 "
" gmachów publicznych }	500 "
" lokali handlowych }	500 "
Stropy pod przejazdami, obciążone ciężkimi wozami	800 "
Dachy płaskie (najwyżej 1:20) łącznie z wia- trem i śniegiem, o ile mogą być obciążone przez ludzi (np. terasy)	250 "
Balkony	500 "
Ciśnienie poziome na poręcze balkonów w domach mieszkalnych	50 kg/m. b.
Ciśnienie poziome na poręcze balkonów w teatrach i t. p.	80 kg/m. b.
O ile w lokalach handlowych, biurowych i t. p. znajdują się lekkie ścianki działowe (drewniane, z cegieł lekkich i t. p.) o grubości najwyżej 7 cm, które mogą być następnie prze- stawiane, wystarczy je uwzględnić, przyjmując dodatkowe obciążenie	75 kg/m ²

Przy obliczaniu sal bibliotecznych, archiwów i t. p. przyjmować należy obciążenie 500 kg/m² szaf i półek.

Dla obliczenia słupów, podciągów i t. p. konstrukcji, na które przenosi się ciężar szeregu pięter, należy w najwyższym piętrze przyjąć pełną wartość najniekorzystniejszego obciążenia ruchomego, w następnych piętrach natomiast obniżać je kolejno o 10%, 20% i t. d. Redukcja taka dość może jednak najwyżej do 60%, poczem stale należy tę wartość wciągać w rachunek. O ile do obciążenia zmiennego wliczono ciężar lekkich ścianek przedziałowych j. w., należy go przy tej redukcji wliczyć do ciężaru stałego. Redukcji tej przy obliczaniu magazynów uwzględniać nie należy.

Przy obliczaniu podciągów, na które przenosi się ciężar z powierzchni stropu większej niż 30 m^2 , można wielkość obciążenia ruchomego zmniejszyć o 10% .

Przy obliczaniu podciągów, podtrzymujących mur, związany na całej wysokości ze ścianami głównymi, można przyjąć, że na belkę przenosi się obciążenie części muru, ograniczonej prostymi,

wychodzące mi pod $\leq 60^\circ$ do poziomu ze skrajnych najniższych punktów muru, o ile proste te nie trafiają w murze w otwory. W tym ostatnim przypadku należy ograniczające proste podnieść tak, aby nie przecinały otworu. Filary, podtrzymujące podciąg, muszą być jednak należycie chwycone kotwami i zabezpieczone od wyparcia. Grubość filara narożnego, podtrzymującego podciąg tak obliczony, mierzona w kierunku otworu, powinna być co naj-

mniej równa połowie rozpiętości otworu w świetle; w przeciwnym razie podciąg należy obliczać na cały ciężar ściany, ograniczonej liniami pionowymi.

Uwaga: Moment belki wolno podpartej, obciążonej we-

dle fig. 437 a, wynosi w środku $M_{max} = \frac{1}{12} gl^2 = \frac{1}{6} Gl$, gdzie g

jest największym obciążeniem jednostkowym (rzędną obciążenia) w środku, względnie G całkowitym ciężarem trójkątowym, spoczywającym na belce (ciężarem trójkątowej zakreskowanej części muru).

W obliczeniach przyjąć można, że ciśnienie słupów i t. p. ciężarów skupionych rozkłada się w murze na zaprawie wapiennej pod kątem $4:1$, w murze na zaprawie cementowej pod kątem $2:1$, zaś w betonie pod kątem $1:1$.

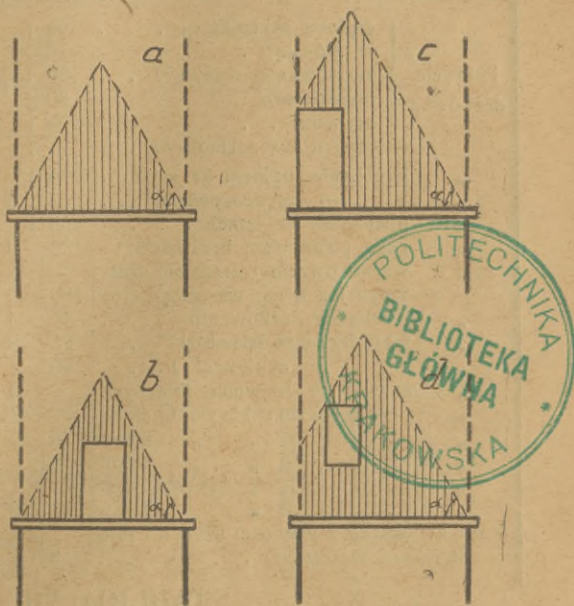


Fig. 437 a, b, c, d.

TABLICA VII.

Ciężar własny pokrycia dachowego

włącznie z płatwiami w kg/m^2 powierzchni pochyłej, oraz najczęściej używane pochylenia tegoż.

Rodzaj pokrycia		Ciężar w kg/m^2	Pochylenie	
			$\text{tg } \alpha$	α'
Pokrycie dachówką	ceglaną zakładkową	65	1:1 — 1:1,5	45 — $33\frac{2}{3}$
	karpiówką	70		
	karpiówką podwójną*)	120		
	holenderską	80		
	rzymską	100		
	cementową zakładkową	75		
"	angielskie łupkiem na łątach	45	1:1,5 — 1:2,5	$33\frac{2}{3}$ — $21\frac{3}{4}$
"	" na deskowaniu	55		
"	niemieckie na łątach	65	1:5 — 1:10	$11\frac{1}{4}$ — $5\frac{2}{3}$
"	papą pojedynczą bez piasku	35		
"	warstwowcem (cementem drzewnym) z 8 cm warstwą żwiru	180	1:10 — 1:12,5	$5\frac{2}{3}$ — $4\frac{1}{2}$
"	blachą na deskowaniu	40	1:5 — 1:7,5	$11\frac{1}{4}$ — $7\frac{1}{2}$
"	falistą żelazną na kątownikach**)	25	1:1,5 — 1:3	$33\frac{2}{3}$ — $18\frac{1}{2}$
"	" " cynkową**)	40		
"	szkłem na listwach żelaznych przy grubości szkła zwykt. 4 mm	22	1:1 — 1:3	45 — $18\frac{1}{2}$
"	" " " " 5 mm	25		
"	" " " " 6 mm	28		
"	" " " " drutowego 5 mm	30		
"	" " " " 6 mm	33		
Przy zwiększeniu grubości szkła o 1 mm zwiększa się ciężar o		3		

TABLICA VIII.

Ciężar własny dachów.

Ciężar więzarów przyjmować należy odpowiednio do materiału i konstrukcji tychże. W normalnych wypadkach przyjmować można ciężar własny więzarów:

Przy dachach drewnianych	20 — 30 kg/m^2	
" " " " o rozpiętościach większych (ponad 20 — 25 m)	30 — 45	"
Przy dachach żelaznych lekkich	15 — 20	"
" " " " ciężkich	20 — 30	"
" " " " łukowych do 40 m rozpiętości	15 — 25	"
Przy dachach żelaznych łukowych do 60 m rozpiętości	do 45	"
Przy kopułach żelaznych płaszczowych	15 — 25	"

*) Pochylenie dla pokrycia dachówką podwójną 1:1,5 do 1:2,5.

**) Lepiej ciężar ten wziąć z tablic dla blach falistych, po obliczeniu potrzebnego numeru blachy.

TABLICA IX.
Obciążenie zmienne dachów
 na 1 m² powierzchni dachu.

Pochylenie dachu	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:3,5	1:4	1:4,5	1:5
<i>a</i>	45°	33° 40'	26° 40'	21° 50'	18° 25'	16°	14°	12° 30'	11° 20'
Obc. śniegiem dla 60 kg/m ²	—	50	54	56	57	58	58	59	59
dla 80 kg/m ²	—	66	72	74	76	77	78	78	79
Obc. wiatrem $n = w_0 \sin a$									
$n = 50 \sin a$	35	28	22	19	16	14	12	11	9
$n = 70 \sin a$	50	39	31	26	22	19	17	15	14
$n = 100 \sin a$	71	55	45	37	31	28	24	22	19
$n = 110 \sin a$	78	61	50	41	35	30	27	24	21
$n = 120 \sin a$	85	67	54	45	38	33	29	26	23
$n = 130 \sin a$	92	72	58	48	41	36	32	28	25

Parcie wiatru na kominy itp. budowle okrągłe wynosi $w_1 = 0,85 w$.

Parcie wiatru na kominy itp. budowle ośmioboczne wynosi $w_2 = 0,89 w$.

Wartość w_0 przyjmuje się:

$w_0 = 50 \text{ kg/m}^2$ dla miejsc zastłoniętych;

$w_0 = 100 \text{ kg/m}^2$ dla miejsc odstłoniętych poniżej 15 m wysokości;

$w_0 = 130 \text{ kg/m}^2$ dla miejsc odstłoniętych ponad 30 m wysokości.

(Dla wysokości między 15 a 30 m należy interpolować linjowo, tj. przyjmować:

$w_0 = 110 \text{ kg/m}^2$ dla miejsc odstłoniętych w wysokości 20 m;

$w_0 = 120 \text{ kg/m}^2$ dla miejsc odstłoniętych w wysokości 25 m).

Dla hal otwartych należy przyjmować wiatr od wewnątrz o wielkości $w_0 = 70 \text{ kg/m}^2$.

W miejscach, narażonych na szczególnie wielkie wiatry (wybrzeże morskie, góry itd.), należy zwiększyć normy powyższe o 50%.

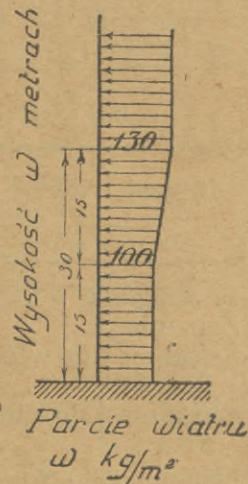


Fig. 437 e.

TABLICA X.

Naprężenia dopuszczalne w budownictwie lądowym.

A. Naprężenia dopuszczalne dla żelaza w kg/cm^2 .

R o d z a j ż e l a z a	Żelazo zlewne	Żelazo spawane	Żeliwo	Stal zlewne	Odlwy stalowe
Rozciąganie	1200	1080	250	1400	—
Ściskanie	1200	1080	500*)	1400	1200
Zginanie	1200	1080	300	1400	1200
Ściskanie z wyjątkiem nitów i śrub	800	720	250	900	—
„ nitów	900	810	—	—	—
„ śrub	700	630	—	—	—
Ciśnienie na ściankę dziury w nitach	1800	1620	—	—	—
„ „ „ „ w śrubach	1400	1260	—	—	—

Przy bardzo dokładnem obliczeniu i uwzględnieniu wszystkich możliwych obciążeń można wszystkie normy dla żelaza zlewne podnieść o 200 kg/cm^2 , jednak naprężenie na ciśnienie na ściankę dziury w nitach i śrubach tylko o 100 kg/cm^2 .

B. Naprężenia dopuszczalne dla drzewa w kg/cm^2 .

Rodzaj budowli	Budowle stałe		Budowle tymczasowe		Budowle pod wodą		Budowle pod wodą i na powietrzu naprzemian	
	miękkie	twarde	miękkie	twarde	miękkie	twarde	miękkie	twarde
Drzewo								
Rozciąganie	110	130	143	169	66	78	44	52
Zginanie	100	120	130	156	60	72	40	48
Ściskanie do włókien	70	80	91	104	42	48	28	32
Ściskanie ⊥ do włókien	15	35	19,5	46,5	9	21	6	14
Ścinanie do włókien	15	25	19,5	32,5	9	15	6	10
Ścinanie ⊥ do włókien	50	60	65	78	30	36	20	24
Ciśnienie na ściankę dziury**)	120	140	144	168	72	84	48	56

*) W słupach i dla łożysk 1000 kg/m^2 .

**) Jako maksymalne naprężenie obliczone z uwzględnieniem ugięcia śruby w zdeformowanym otworze.

C. Napężenie dopuszczalne dla kamienia naturalnego przyjąć należy odpowiednio do wytrzymałości kostkowej tegoż, a mianowicie uwzględnić następujące współczynniki bezpieczeństwa:

dla kamieni łożyskowych	pewność 10-krotną
„ „ w filarach i sklepieniach „	15 „
„ „ w słupach i smukłych filarach	25 „

Za smukłe filary uważa się takie, w których stosunek wysokości do najmniejszego wymiaru poprzecznego wynosi ponad 10.

O ile doświadczeń niema, przyjąć należy napężenie dopuszczalne (w kg/cm^2) wedle następującej tablicy:

M a t e r j a ł	Ciosy podporowe	Filary i sklepienia	Słupy i smukłe filary
Skąły wulkaniczne i plutoniczne (granit, bazalt, porfir, sjenit)	65	45	30
Wapienie, dolomity	30	25	15
Piaskowce	25	20	10

D. Naprężenia dopuszczalne dla murów w kg/cm².

M u r	n a z a p r a w i e		
	wapien- nej	cement- wapien	cemen- towej
Z kamienia łomowego*)	5	8	12
„ warstwowego*)	6	10	14
„ ciosowego*)	—	—	do 40
Z cegły palonej	5	6	—
„ z pieców kręgowych	7	8	10
„ maszynowej	8	11	14
„ zendrówek	—	16	20
„ klinkierów	—	—	30
„ pustej	4	5	6

Naprężenia dopuszczalne na ciśnienie filarów wolno stojących w kg/cm².

	Przy stosunku najmniej- szego boku do wysokości $\frac{a}{h}$					
	0,5	0,3	0,25	0,2	0,15	0,1
Mur z cegły z pieców kręgowych na zaprawie wapienno-cementowej	8	6	5	4	—	—
Mur j. w. na zaprawie cementowej	10	7	6	5	4	—
Mur z cegły maszynowej na zaprawie wap. cementowej	11	8	7	6	5	4
Mur z cegły maszynowej na zaprawie cementowej	14	10	8	7	6	5
Mur z zendrówek na zaprawie cementowej	20	15	13	11	9	8
Mur z klinkierów na zaprawie cementowej	30	22	19	16	13	10

Dla pośrednich wartości interpolować linjowo.

*) Jednakowoż najwyżej $\frac{1}{15}$ wytrzymałości kostkowej kamienia.

E. Naprężenia dopuszczalne dla konstrukcji z betonu nieuzbrojonego wynoszą αK , gdzie K jest wytrzymałością kostkową betonu.

	α	Najwyżej w kg/cm^2
Ciśnienie	0,15	35
Ciśnienie przy zginaniu	0,20	42
Ciągnięcie	0,015	2,5
Ścinanie	0,02	3,5

W słupach i filarach z betonu nieuzbrojonego naprężenie dopuszczalne wynosi :

$$\begin{aligned} \text{dla } \frac{g}{h} &= 0,5 \quad 0,15 K \\ &= 0,25 \quad 0,10 K \\ &= 0,1 \quad 0,05 K \end{aligned}$$

gdzie g jest najmniejszą grubością filara.

Dla wartości pośrednich interpolować linjowo.

O ile prób się nie wykonuje, przyjąć można:

dla 500 kg cementu na 1 m^3 betonu napr. dop. 32 kg/cm^2 tj. $K = 213 \text{ kg/cm}^2$
" 300 " " " 1 " " " " 22 " tj. $K = 147$ "
" 100 " " " 1 " " " " 12 " tj. $K = 80$ "

F. Ciśnienie dopuszczalne na grunt:

Nasypy	do $0,5 \text{ kg/cm}^2$	
Warstwy ziemne osadowe o zmiennej grubości, piasek miękki, bardzo wilgotny, lecz stały, zabezpieczony przeciw podmyciu	do $1,5 \text{ kg/cm}^2$	
Glina, il, piasek ilasty niezbyt wilgotny	do $3,5 \text{ kg/cm}^2$	
Il zbity, suchy piasek ostry, zabezpieczony przeciw podmyciu	do 4 kg/cm^2	
Żwir zbity, gruby piasek zabezpieczony przeciw podmyciu	do 6 kg/cm^2	
Skala miękka	do 5 kg/cm^2	} jednak nie wyżej niż do $\frac{1}{2}$ wytrzymałości kostkowej odp. materiału.
" średnio twarda	do 10 kg/cm^2	
" twarda	do 30 kg/cm^2	

TABLICA XI.

Dwuteowniki (dźwigary **I**, przekr. norm. niemieckie, rys. 438).

Pochyłość stopki $p = 14\%$, $r = d$, $r_1 = 0,6 d$.

Długości normalne 4 do 12 m; długości od 4 do 9 m co 20 cm i od 9 do 12 m co 25 cm; największa długość 14 m.

Numer przekroju	Wymiary w milimetrach				Prze- krój	Ciężar g	Ze względu na oś XX			Ze względu na oś YY		
	h	b	d	d ₁			F	I _x	W _x	i	I _y	W _y
					cm ²	kg/m	cm ⁴					
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	19,5	3,21	6,29	3,00	0,91
9	90	46	4,2	6,3	8,99	7,07	117	26,0	3,61	8,78	3,82	0,99
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,32	171	34,2	4,02	12,2	4,88	1,07
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	230	43,5	4,32	16,2	6,00	1,15
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	328	54,7	4,81	21,5	7,41	1,23
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	436	67,1	5,20	27,5	8,87	1,31
14	140	66	5,7	8,6	18,2	14,37	573	81,9	5,61	35,2	10,7	1,39
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,01	735	98,0	6,00	43,9	12,5	1,47
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	935	117	6,40	54,7	14,8	1,54
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	1166	137	6,80	66,6	17,1	1,62
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,80	1446	161	7,20	81,3	19,8	1,71
19	190	86	7,2	10,8	30,5	24,02	1763	186	7,60	97,4	22,7	1,79
20	200	90	7,5	11,3	33,4	26,30	2142	214	8,01	117	26,0	1,87
21	210	94	7,8	11,7	36,3	28,57	2563	244	8,40	138	29,4	1,95
22	220	98	8,1	12,2	39,5	31,09	3060	278	8,80	162	33,1	2,02
23	230	102	8,4	12,6	42,6	33,52	3607	314	9,20	189	37,1	2,12
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,10	4246	354	9,60	221	41,7	2,19
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,01	4966	397	10,00	256	46,5	2,27
26	260	113	9,4	14,1	53,3	41,92	5744	442	10,38	288	51,0	2,32
27	270	116	9,7	14,7	57,1	44,90	6626	491	10,77	326	56,2	2,39
28	280	119	10,1	15,2	61,0	47,96	7587	542	11,15	364	61,2	2,44
29	290	122	10,4	15,7	64,8	50,95	8636	596	11,54	406	66,6	2,50
30	300	125	10,8	16,2	69,0	54,24	9800	693	11,90	451	72,2	2,56
32	320	131	11,5	17,3	77,7	61,07	12510	782	12,69	555	84,7	2,67
34	340	137	12,2	18,3	86,7	68,14	15695	923	13,45	674	98,4	2,79
36	360	143	13,0	19,5	97,0	76,22	19605	1089	14,22	818	114	2,91
38	380	149	13,7	20,5	107	84,00	24012	1264	14,98	975	131	2,99
40	400	155	14,4	21,6	118	92,63	29213	1461	15,73	1158	149	3,13
42,5	425	163	15,3	23,0	132	103,62	36973	1740	16,73	1437	176	3,29
45	450	170	16,2	24,3	147	115,40	45852	2037	17,66	1725	203	3,43
47,5	475	178	17,1	25,6	163	127,96	56481	2378	18,61	2088	235	3,58
50	500	185	18,0	27,0	179	141,30	68738	2750	19,59	2478	268	3,72
55	550	200	19,0	30,0	213	167,21	99184	3607	21,42	3488	349	4,02
60	600	215	21,6	32,4	254	199,40	138957	4622	23,40	4668	434	4,30

TABLICA XII.

Dwuteowniki szerokostopowe Greya (kształtowniki B),
 wyrabiane przez tow. niemiecko luksemburskie (Differdingen).
 Fig. 439.

Pochyłość stópki $p = 9\%$, $r = d$, $r_1 = 0,6 d$. Normalna długość 4 do 12 m.
 największa 17 do 20 m. W zapasie 4 do 12 m do 50 w cm.

Numer przekroju	h	b	d	d ₁	F	g	Ze względu na oś XX			Ze względu na oś YY		
							l _x	W _x	i	l _y	W _y	i ₁
							cm	kg/m	cm ⁴	cm ²	cm	cm ⁴
14 B	140	140	7,4	13,9	39,8	31,2	1388	198	5,90	438	63	3,32
16 B	160	160	8,0	15,4	49,6	38,9	2278	285	6,78	705	88	3,77
18 B	180	180	8,5	16,7	59,9	47,0	3512	390	7,66	1073	119	4,23
20 B	200	200	8,5	18,1	70,4	55,3	5171	517	8,57	1568	157	4,72
22 B	220	220	9	19,5	82,6	64,8	7379	671	9,45	2216	201	5,18
24 B	240	240	10	20,8	96,8	76,0	10260	855	10,30	3043	254	5,61
25 B	250	250	10,5	21,7	105,1	82,5	12066	965	10,71	3575	286	5,83
26 B	260	260	11	22,9	115,6	90,7	14352	1104	11,14	4261	328	6,07
27 B	270	270	11,3	23,6	123,2	96,7	16529	1224	11,58	4920	365	6,32
28 B	280	280	11,5	24,4	131,8	103,4	19052	1361	12,02	5671	405	6,56
29 B	290	290	12	25,2	141,1	110,8	21866	1508	12,45	6417	443	6,74
30 B	300	300	12,5	26,3	152,1	119,4	25201	1680	12,85	7494	500	7,02
32 B	320	300	13	27,0	160,7	126,2	30119	1882	13,69	7867	524	7,08
34 B	340	300	13,4	27,5	167,4	131,4	35241	2073	14,51	8097	540	7,00
36 B	360	300	14,2	29,0	181,5	142,5	42479	2360	15,30	8793	586	6,96
38 B	380	300	14,8	29,8	191,2	150,1	49496	2605	16,07	9175	612	6,93
40 B	400	300	15,5	31,0	203,6	159,8	57834	2892	16,85	9721	648	6,91
42 1/2 B	425	300	16	31,8	213,9	167,0	68249	3212	17,86	10078	672	6,86
45 B	450	300	17	33,0	229,3	180,0	80887	3595	18,78	10668	711	6,82
47 1/2 B	475	300	17,6	34,0	242,0	190,0	94811	3992	19,79	11142	743	6,78
50 B	500	300	19,4	35,2	261,8	205,5	111288	4451	20,62	11718	781	6,69
55 B	550	300	20,6	37,0	288,0	226,1	145957	5308	22,51	12582	839	6,61
60 B	600	300	20,8	37,2	300,6	236,0	179303	5977	24,43	12672	845	6,49
65 B	650	300	21,1	37,5	314,5	246,9	217402	6690	26,29	12814	854	6,38
70 B	700	300	21,1	37,5	325,2	255,3	258106	7374	28,17	12818	854	6,28
75 B	750	300	21,1	37,5	335,7	263,4	302560	8068	30,02	12823	855	6,18
80 B	800	300	21,5	38,5	354,9	278,6	360486	9012	31,86	13269	885	6,11
85 B	850	300	21,5	38,5	365,6	287,0	414887	9762	33,68	13274	885	6,02
90 B	900	300	21,5	38,5	376,4	295,5	473964	10533	35,48	13279	885	5,94
95 B	950	300	21,9	39,5	396,2	311,0	550974	11600	37,29	13727	915	5,89
100 B	1000	300	21,9	39,5	407,2	319,7	621287	12425	39,06	13732	915	5,81

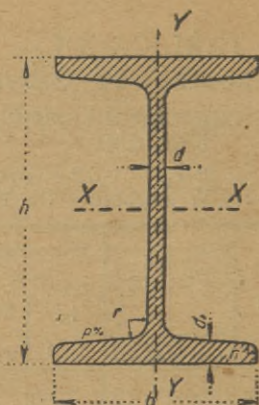


Fig. 438.

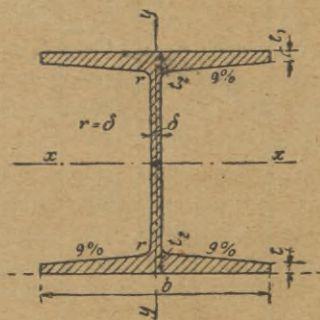


Fig. 39.

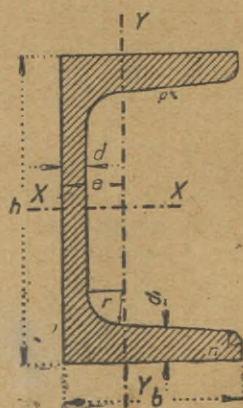


Fig. 440.

Podane figury należą do tablic XI, XII, XIV.

TABLICA XIII.
Dwuteowniki (dźwigiary I, profile norm. austrjackie).

Numer przekroju	Wymiary w milimetrach							Nachylenie stopy p boków %	Przekrój F	Ciężar g	Moment bezwładno- ści I _x cm ⁴	Moment wyrzyna- łości W _x cm ³	Promień bezwładno- ści I	Moment bezwładno- ści I _y cm ⁴	Moment wyrzyna- łości W _y cm ³	Promień bezwładno- ści I _y cm
	h	b	d	d ₁	r ₁	r										
8	80	52	4,0	6,0	2,4	4,8	8,6	9,08	7,13	97,1	24,3	3,27	12,7	4,90	1,18	
10	100	60	4,5	7,0	2,7	5,4	9,0	12,42	9,75	207,9	41,6	4,09	22,8	7,59	1,35	
12	120	68	5,0	8,0	3,1	6,2	9,4	16,28	12,78	392,7	65,4	4,91	37,8	11,1	1,52	
13	130	72	5,5	8,5	3,3	6,6	9,6	18,68	14,66	524,0	80,6	5,30	47,6	13,2	1,60	
14	140	76	6,0	9,0	3,5	7,0	9,8	20,55	16,13	659,5	94,2	5,67	55,6	14,6	1,64	
15	150	80	6,0	9,0	3,6	7,2	10,0	22,58	17,73	840,3	112,0	6,10	68,5	17,1	1,74	
16	160	84	6,5	9,5	3,9	7,8	10,2	25,43	19,96	1068	133,5	6,48	83,6	19,9	1,81	
18	180	90	7,0	11,0	4,2	8,4	10,6	31,21	24,50	1663	184,7	7,30	119,7	26,6	1,96	
18 ^a	180	135	7,0	11,0	4,2	8,4	10,6	41,11	32,27	2364	262,6	7,58	380,7	56,4	3,04	
20	200	96	8,0	12,0	4,8	9,6	11,0	37,58	29,50	2429	242,9	8,04	158,3	33,0	2,05	
21	210	99	8,5	12,5	5,1	10,2	11,2	40,99	32,18	2899	273,1	8,41	180,8	36,5	2,10	
22	220	102	9,0	13,0	5,4	10,8	11,4	44,55	34,79	3434	312,2	8,78	205,5	40,3	2,15	
22 ^a	220	135	9,0	13,0	5,4	10,8	11,4	53,13	41,71	4346	395,1	9,04	457,8	67,8	2,94	
23	230	105	9,0	14,0	5,5	11,0	11,6	48,17	37,81	4099	356,4	9,22	242,1	45,1	2,24	
24	240	108	9,5	14,5	5,7	11,4	11,8	52,00	40,82	4785	398,8	9,59	272,9	50,5	2,29	
24 ^a	240	135	9,5	14,5	5,7	11,4	11,8	59,83	46,97	5774	481,2	9,82	517,0	76,6	2,94	
25	250	111	10,0	15,0	6,0	12,0	12,0	56,00	43,96	5556	444,5	9,96	306,1	55,2	2,34	
25 ^a	250	144	10,0	15,0	6,0	12,0	12,0	60,15	47,22	6117	493,6	10,33	342,6	60,1	2,39	
26	260	114	10,5	15,5	6,3	12,6	12,2	68,70	53,93	8527	609,1	11,14	439,0	73,2	2,53	
28	280	120	11,0	17,0	6,6	13,2	12,6	78,90	61,94	10279	734,2	11,41	531,2	110,8	3,25	
28 ^a	280	150	11,0	17,0	6,6	13,2	12,6	89,02	69,25	11002	733,5	11,88	537,2	85,3	2,62	
30	300	126	12,0	18,0	7,2	14,4	13,0	78,90	61,25	11002	733,5	11,88	537,2	85,3	2,62	
32	320	132	13,0	19,0	7,8	15,6	13,4	87,96	69,05	13982	873,1	12,61	650,9	98,6	2,72	
35	350	141	14,0	21,0	8,4	16,8	14,0	103,64	81,36	19693	1125,3	13,79	876,8	124,4	2,91	
40	400	156	16,0	24,0	9,6	19,2	15,0	132,86	104,30	32709	1635,5	15,69	1354	173,6	3,19	
45	450	171	18,0	27,0	10,8	22,6	16,0	165,67	130,05	51284	2279,3	17,59	2001	234,0	3,48	
(50)	500	186	20,0	30,0	12,8	24,0	17,0	199,60	155,70	75912	3036,5	19,50	5248	349,2	4,03	

TABELICA XIV.

Ceowniki (kształtowniki \square przekroje norm. niemieckie, fig. 440).

Długości normalne 4—10 m, najw. 16 m.; w zapasie długości od 4—9 m w 20 cm i od 9—10 m co 25 cm.

$$r = d_1, r_1 = \frac{d_1}{2}, \text{ pochylenie słopki } 8\% (1:12,5).$$

Numer przekroju	Wymiary w mm				F cm ²	g kg/m	Odsiepek średnia cieżko- ści mm	Ze względu na oś XX				Ze względu na oś YV			
	b	b	d	d ₁				K _x cm ⁴	W _x cm ³	i cm	I _x cm ⁴	W _y cm ³	I _y cm ⁴	h ₁ cm	
3	30	33	5	7	5,44	4,27	13,1	6,39	4,26	1,08	5,33	2,68	0,99		
4	40	35	5	7	6,21	4,87	13,3	14,1	7,05	1,50	6,68	3,08	1,04		
5	50	38	5	7	7,12	5,59	13,7	26,4	10,6	1,92	9,12	3,75	1,13		
6 ^{1/2}	65	42	5,5	7,5	9,03	7,09	14,2	57,5	17,7	2,52	14,1	5,07	1,25		
8	80	45	6	8	11,0	8,64	14,5	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33		
10	100	50	6	8,5	13,5	10,6	15,5	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47		
12	120	55	7	9	17,0	13,35	16,0	364	60,7	4,62	43,2	11,1	1,59		
14	140	60	7	10	20,4	16,01	17,5	605	86,4	5,45	62,7	14,8	1,75		
16	160	65	7,5	10,5	24,0	18,84	18,4	925	116	6,31	85,3	18,8	1,88		
18	180	70	8	11	28,0	21,98	19,2	1354	150	6,95	114	22,4	2,02		
20	200	75	8,5	11,5	32,2	25,38	20,1	1911	191	7,70	148	27,0	2,14		
22	220	80	9	12,5	37,4	29,36	21,4	2690	245	8,48	197	33,6	2,26		
24	240	85	9,5	13	42,3	33,21	22,3	3598	300	9,22	248	39,6	2,42		
26	260	90	10	14	48,3	37,92	23,6	4823	371	9,98	317	47,7	2,56		
28	280	95	10	15	53,3	41,84	25,3	6276	448	10,85	399	57,2	2,74		
30	300	100	10	16	58,8	46,16	27,0	8026	535	11,69	495	67,8	2,90		

TABLICA XV.

Ceowniki (kształtówki \sqcup , przekroje norm. austrjackie, rys. 440).

Dla przekrojów normalnych jest $\begin{cases} b = 0,25 h + 25 \text{ mm (zaokrąglone na } 5 \text{ mm)} & r_1 = 0,6 d, \\ d = 0,025 h + 4 \text{ mm (zaokrąglone na } 0,5 \text{ mm)} & r = 1,5 d, \\ d_1 = 1,5 d & p = (0,01h + 7)\% \end{cases}$

Numer przekroju	Wymiary w milimetrach							Nachylenie wewn. boków p %	Przekrój F cm ²	Ciężar g kg/m	Odstęp środka ciężkości e cm	Ze względu na oś XX			Ze względu na oś YY				
	h	b	d	d ₁	r ₁	r	moment bezwładności J _x cm ⁴					moment wytrzymałości W _x cm ³	pro-mień bezwładności i _x cm	bez-władności J _y cm ⁴	moment wytrzymałości J _y : (b-e) cm ³	pro-mień bezwładności i _y cm	bez-władności J _y cm ⁴	moment wytrzymałości J _y : (b-e) cm ³	pro-mień bezwładności i _y cm
6	60	40	5,5	8,0	3,3	8,0	9,01	7,07	1,44	48,0	16,0	2,31	13,0	5,1	1,20				
8	80	45	6,0	9,0	3,6	9,0	12,06	9,47	1,54	116,1	29,0	3,10	21,9	7,4	1,35				
10	100	50	6,5	9,5	3,9	9,5	15,03	11,80	1,62	227,1	45,4	3,89	33,3	9,8	1,49				
12	120	55	7,0	10,5	4,2	10,5	18,81	14,77	1,74	409,7	98,3	4,67	50,1	13,3	1,63				
13	130	60	7,0	10,5	4,2	10,5	20,56	16,14	1,87	533,4	82,1	5,09	65,3	15,8	1,78				
14	140	60	7,5	11,0	4,5	11,0	22,40	17,58	1,82	662,2	94,6	5,44	69,9	16,7	1,77				
16	160	65	8,0	12,0	4,8	12,0	26,90	21,12	1,95	1038	129,8	6,21	98,2	21,5	1,91				
18	180	70	8,5	12,5	5,1	12,5	31,13	24,44	2,03	1514	168,2	6,97	130	26,1	2,04				
20	200	75	9,0	13,5	5,4	13,5	36,35	28,54	2,16	2182	218,2	7,75	173	32,5	2,18				
22	220	80	9,5	14,0	5,7	14,5	41,21	32,35	2,25	2979	270,9	8,50	221	38,4	2,32				
24	240	85	10,0	15,0	6,0	15,0	47,15	37,01	2,38	4058	338,2	9,28	285	46,5	2,46				
26	260	90	10,5	15,5	6,3	15,5	52,63	41,32	2,47	5294	407,2	10,03	352	53,8	2,59				
28	280	95	11,0	16,5	6,6	16,5	59,30	46,55	2,60	6920	494,3	10,80	441	63,9	2,73				
30	300	100	11,5	17,0	6,9	17,0	65,41	51,35	2,69	8727	581,8	11,55	533	72,8	2,85				

TABLICA XVI.

Kątówniki równoramienne (przekroje norm. niemieckie, fig. 441).

Długości normalne 4—12 m, najw. długość 16 m. — W zapasie długości co 20 cm między 4 a 9 m i co 25 cm między 9 a 16 m.

$$r_1 = 0,5 \text{ (najw. } d + \text{ najmn. } d), r = \frac{1}{4} r_1, b - v = \frac{1}{4} b + 0,36 d.$$

Numer przekroju	Wymiary w mm		F cm ²	g kg/m	b-v cm	I _{ab} cm ⁴	Z e w z g l ę d u n a o ś						Dwa znit. kątówniki					
	a	d					X ₁ X ₂		XX		YY		ze wzgl. na AB		ze wzgl. na X ₁ X ₂			
							I _x	W _x	i _x	I	W	i	I ₁	W ₁	i ₁	2 I _{ab} cm ⁴	2 I _{xx} cm ⁴	I _{xx} cm
4 ^{1/2}	5	4,30	3,38	12,8	14,9	7,85	2,43	1,35	12,4	3,91	1,71	3,25	1,80	0,90	29,9	1,87	15,7	1,35
	7	5,85	4,60	13,6	21,2	10,4	3,31	1,34	16,4	5,16	1,68	4,39	2,28	0,88	42,5	1,91	20,9	1,34
	9	7,34	5,76	14,4	27,8	13,6	4,12	1,31	19,8	6,24	1,64	5,40	2,65	0,86	55,6	1,95	25,2	1,31
5	5	4,80	3,77	14,0	20,4	11,0	3,05	1,53	17,	4,91	1,91	4,59	2,32	0,98	40,9	2,07	22,1	1,53
	7	6,56	5,15	14,9	29,0	14,5	4,15	1,50	23,1	6,53	1,88	6,02	2,85	0,96	58,1	2,11	29,0	1,50
	9	8,24	6,47	15,6	38,0	17,9	5,19	1,44	28,1	7,94	1,85	7,67	3,47	0,97	76,0	2,14	35,8	1,44
5 ^{1/2}	6	6,31	4,95	15,6	32,8	17,3	4,39	1,66	27,4	7,04	2,09	7,24	3,27	1,07	65,7	2,29	34,7	1,66
	8	8,23	6,46	16,4	44,2	22,1	5,7	1,64	34,8	8,96	2,07	9,35	4,03	1,05	88,5	2,33	44,3	1,64
	10	10,07	7,90	17,2	56,0	26,3	6,9	1,62	41,4	10,64	2,03	11,27	4,64	1,06	112,0	2,37	52,6	1,62
6	6	6,91	5,42	16,9	42,5	22,7	5,3	1,82	36,1	8,51	2,29	9,43	3,95	1,18	85,1	2,48	45,5	1,82
	8	9,03	7,09	17,7	57,5	29,2	6,9	1,80	46,1	10,9	2,27	12,1	4,83	1,17	115,1	2,53	58,5	1,80
	10	11,07	8,69	18,5	72,8	34,8	8,4	1,77	55,1	13,0	2,24	14,6	5,58	1,20	145,6	2,56	69,8	1,77
6 ^{1/2}	7	8,7	6,83	18,5	63	33,4	7,2	1,97	63,0	11,5	2,48	13,8	5,25	1,27	126	2,70	66,9	1,97
	9	11,0	8,62	19,3	82	41,3	9,0	1,95	85,0	14,2	2,45	16,4	6,31	1,26	164	2,74	82,7	1,95
	11	13,2	10,34	20,0	101	48,7	10,8	1,91	76,8	16,7	2,41	17,2	7,30	1,25	202	2,77	97,4	1,91
7	7	9,4	7,38	19,7	79	42,3	8,4	2,12	67,1	13,6	2,68	17,6	6,29	1,36	158	2,90	84,6	2,12
	9	11,9	9,34	20,5	102	52,5	10,6	2,11	83,1	16,8	2,65	22,0	7,57	1,37	205	2,94	105	2,11
	11	14,3	11,23	21,3	126	62,0	12,7	2,08	97,6	19,7	2,61	26,0	8,65	1,35	256	2,99	124	2,08

7 _{1/2}	8	11.5	9.03	21.3	111	59.0	10.9	2.27	93.3	17.6	2.85	24.4	8.11	1.46	222	3.11	118	2.27
	10	14.1	11.07	22.1	140	71.0	13.4	2.26	113	21.3	2.82	29.8	9.54	1.48	280	3.15	143	2.26
	12	16.9	13.41	22.9	170	82.5	15.8	2.22	130	20.6	2.80	34.7	10.71	1.44	340	3.19	165	2.22
8	8	12.3	9.66	22.6	135	72.0	12.5	2.43	115	20.3	3.06	29.6	9.25	1.57	270	3.31	145	2.43
	10	15.1	11.86	23.4	170	87.5	15.4	2.40	139	24.5	3.03	35.9	10.8	1.54	340	3.35	175	2.40
	12	17.9	14.05	24.1	206	102	18.2	2.39	161	28.4	3.00	43.0	12.6	1.56	412	3.39	204	2.39
9	9	15.5	12.17	25.4	216	116	17.9	2.73	184	28.9	3.44	47.8	13.3	1.75	432	3.73	232	2.73
	11	18.7	14.68	26.2	266	138	21.5	2.71	218	34.3	3.41	57.1	15.4	1.75	532	3.77	275	2.71
	13	21.8	17.11	27.0	317	158	25.0	2.70	250	39.3	3.38	65.9	17.3	1.76	634	3.81	317	2.70
10	10	19.2	15.07	28.2	329	177	24.6	3.02	280	39.7	3.83	73.3	18.4	1.90	658	4.13	354	3.02
	12	22.7	17.82	29.0	398	207	29.1	3.00	328	46.3	3.80	86.2	21.0	1.90	796	4.17	414	3.00
	14	26.2	20.57	29.8	468	235	33.5	2.97	372	52.6	3.75	98.3	23.4	1.88	936	4.20	470	2.97
11	10	21.2	15.64	30.7	438	239	30.1	3.36	379	48.7	4.23	98.6	22.7	2.16	876	4.54	478	3.36
	12	25.1	19.70	31.5	529	280	35.7	2.34	444	57.1	4.21	116	26.1	2.15	1058	4.59	560	3.34
	14	29.0	22.75	32.1	621	319	40.9	3.32	505	64.8	4.17	133	29.2	2.14	1242	4.63	638	3.32
12	11	25.4	19.94	33.6	626	340	39.4	3.66	541	63.8	4.64	140	29.4	2.28	1252	4.97	680	3.66
	13	29.7	23.31	34.4	745	393	46.0	3.64	625	73.7	4.61	162	32.4	2.29	1490	5.01	787	3.64
	15	33.9	26.61	35.1	864	445	52.5	3.62	705	83.2	4.58	186	37.5	2.31	1728	5.05	891	3.62
13	12	30.0	23.55	36.4	869	472	50.5	3.97	750	81.6	5.00	194	37.8	2.54	1738	5.38	944	3.97
	14	34.7	27.24	37.2	1020	540	58.0	3.95	857	93.3	4.97	223	42.4	2.54	2040	5.41	1080	3.95
	16	39.3	30.85	38.0	1171	604	65.5	3.92	959	104	4.94	251	46.7	2.53	2342	5.46	1208	3.92
14	13	35.0	27.48	39.2	1175	638	63.5	4.27	1014	102	5.39	262	47.3	2.71	2350	5.81	1276	4.27
	15	40.0	31.40	40.0	1363	723	72.5	4.26	1148	116	5.36	298	52.6	2.75	2726	5.85	1446	4.26
	17	45.0	35.33	40.8	1554	805	81.0	4.23	1276	129	5.33	334	58.0	2.72	3108	5.88	1610	4.23
15	14	40.3	31.64	42	1556	845	78.5	4.58	1343	127	5.77	347	58.3	2.93	3112	6.23	1690	4.58
	16	45.7	35.87	43	1790	949	88.5	4.56	1507	142	5.74	391	64.4	2.92	3580	6.26	1898	4.56
	18	51.0	40.04	44	2039	1052	99.0	4.52	1665	157	5.71	438	71.1	2.93	4078	6.30	2104	4.52
16	15	46.1	36.19	45	2027	1099	95.5	4.89	1745	154	6.15	453	71.3	3.15	4154	6.64	2198	4.89
	17	51.8	40.66	46	2308	1225	107	4.86	1945	172	6.13	506	78.4	3.11	4616	6.68	2450	4.86
	19	57.5	45.14	46	2590	1348	118.5	4.84	2137	189	6.10	558	84.8	3.11	5180	6.71	2696	4.84

TABLI-

Kątowniki równoramienne (prze-

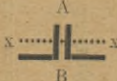
r = d, r₁ = 0,5 d,

Numer przekroju	Wymiary w mm				Przekrój F	Ciężar g	Położenie osi głównych i środka ciężkości			Moment bezwładności ze względu na podstawę I _{ab}
	b	d	r ₁	r			w	e	v	
45 × 45	45	5	6,0	3,0	4,29	3,37	3,18	1,82	3,21	15,0
	45	6	6,0	3,0	5,08	3,99	3,18	1,88	3,17	18,2
	45	7	6,0	3,0	5,85	4,59	3,18	1,92	3,14	21,4
50 × 50	50	5	6,0	3,0	4,79	3,76	3,54	1,99	3,59	20,6
	50	6	6,0	3,0	5,68	4,46	3,54	2,05	3,55	24,9
	50	7	6,0	3,0	6,55	5,14	3,54	2,11	3,51	29,2
55 × 55	55	6	7,0	3,5	6,29	4,94	3,89	2,26	3,93	32,9
	55	7	7,0	3,5	7,26	5,70	3,89	2,28	3,89	38,7
	55	8	7,0	3,5	8,21	6,44	3,89	2,33	3,85	44,5
60 × 60	60	6	7,5	3,7	6,90	5,42	4,24	2,39	4,31	42,6
	60	7	7,5	3,7	7,97	6,26	4,24	2,45	4,27	50,1
	60	8	7,5	3,7	9,02	7,08	4,24	2,50	4,23	57,6
	60	9	7,5	3,7	10,05	7,89	4,24	2,56	4,19	65,1
65 × 65	65	6	8,0	4,0	7,51	5,90	4,60	2,57	4,68	53,9
	65	7	8,0	4,0	8,68	6,81	4,60	2,62	4,65	63,3
	65	8	8,0	4,0	9,83	7,72	4,60	2,67	4,60	72,8
	65	9	8,0	4,0	10,96	8,60	4,60	2,73	4,57	82,4
	65	10	8,0	4,0	12,07	9,47	4,60	2,77	4,54	92,1
70 × 70	70	7	8,5	4,2	9,39	7,37	4,95	2,80	5,02	79,1
	70	8	8,5	4,2	10,64	8,35	4,95	2,84	4,99	90,9
	70	9	8,5	4,2	11,87	9,32	4,95	2,90	4,95	102,7
	70	10	8,5	4,2	13,08	10,27	4,95	2,97	4,90	114,6
75 × 75	75	8	10,0	5,0	11,47	9,00	5,30	3,01	5,37	110,9
	75	9	10,0	5,0	12,80	10,05	5,30	3,07	5,33	125,5


CA XVII.

kroje normalne austriackie, rys. 442).

$$p = 0\%$$

Ze względu na oś X_1X_1			Ze względu na oś główną XX			Ze względu na oś główną YY			Dwa znitowane kątowniki			
												
moment bezwładności I_{X_1}	wytrzymałości $I_{X_1} : v$	promień bezwładności i_{X_1}	moment			moment			ze względu na oś AB		ze względu na oś XX	
			bezwładności I_x	wytrzymałości $I_x : v$	promień bezwładności i_x	bezwładności I_y	wytrzymałości $I_y : e$	promień bezwładności i_y	moment	promień	moment	promień
cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	2 I_{ab}	i_{ab}	2 I_{XX}	i_{XX}
7,86	2,45	1,35	12,5	3,94	1,71	3,19	1,75	0,86	30,0	1,87	15,7	1,35
9,17	2,89	1,34	14,6	4,59	1,69	3,75	1,99	0,86	36,3	1,89	19,3	1,34
10,54	3,36	1,34	16,5	5,20	1,98	4,56	2,38	0,88	42,7	1,91	21,1	1,34
11,2	3,11	1,53	17,5	4,95	1,91	4,84	2,43	1,01	41,1	2,07	22,3	1,53
12,9	3,64	1,51	20,5	5,78	1,90	5,41	2,64	0,98	49,8	2,09	25,9	1,51
14,7	4,20	1,50	23,2	6,56	1,88	6,14	2,91	0,97	58,5	2,11	29,4	1,50
17,4	4,43	1,66	27,6	7,09	2,09	7,21	3,19	1,07	65,8	2,29	34,8	1,66
19,9	5,11	1,65	31,4	8,07	2,08	8,31	3,64	1,07	77,3	2,31	39,7	1,65
22,1	5,75	1,64	35,0	9,00	2,07	9,27	3,98	1,05	89,0	2,33	44,3	1,64
22,9	5,31	1,82	36,3	8,56	2,29	9,54	3,99	1,18	85,2	2,48	45,8	1,82
26,2	6,14	1,81	41,4	9,77	2,28	11,0	4,49	1,17	100,1	2,51	52,4	1,81
29,3	6,93	1,80	46,3	10,9	2,27	12,3	4,93	1,17	115,1	2,53	58,6	1,80
32,2	7,69	1,79	50,9	12,0	2,25	13,6	5,29	1,16	130,3	2,55	64,4	1,79
29,0	6,20	1,97	46,6	10,1	2,49	11,4	4,44	1,23	107,8	2,68	58,0	1,97
33,6	7,23	1,97	53,3	11,6	2,48	13,9	5,31	1,27	127,7	2,70	67,2	1,97
37,3	8,11	1,95	59,7	13,0	2,46	14,9	5,58	1,23	145,7	2,72	74,6	1,95
41,6	9,10	1,95	65,7	14,3	2,45	17,5	6,41	1,26	164,8	2,74	83,2	1,95
45,7	10,07	1,95	71,5	15,5	2,43	19,9	7,18	1,28	184,1	2,76	91,4	1,95
42,3	8,42	2,12	67,3	13,6	2,68	17,3	6,18	1,36	158,2	2,90	84,6	2,12
47,9	9,60	2,12	75,5	15,2	2,66	20,3	7,12	1,38	181,7	2,92	95,8	2,12
52,8	10,7	2,11	83,3	16,8	2,65	22,3	7,69	1,37	205,4	2,94	105,6	2,11
56,9	11,6	2,09	90,7	18,3	2,63	23,1	7,78	1,38	229,2	2,96	113,8	2,09
58,9	11,0	2,27	93,3	17,6	2,85	24,5	8,14	1,46	221,8	3,11	117,8	2,27
65,2	12,0	2,26	103,2	19,5	2,84	27,2	8,86	1,46	250,9	3,13	130,4	2,26

Numer przekroju	Wymiary w mm				Przekrój F cm ²	Ciężar g kg/m	Polożenie osi głównych i środka ciężkości			Moment bezwładności ze względu na podstawę I _{ab} cm ⁴
	b	d	r ₁	r			w	e	v	
							cm			
75 × 75	75	10	10,0	5,0	14,11	11,08	5,30	3,13	5,29	140,1
	75	11	10,0	5,0	15,40	12,09	5,30	3,18	5,24	154,9
	75	12	10,0	5,0	16,77	13,09	5,30	3,24	5,21	169,9
80 × 80	80	8	10,0	5,0	12,27	9,63	5,66	3,18	5,75	134,6
	80	9	10,0	5,0	13,70	10,75	5,66	3,24	5,71	152,2
	80	10	10,0	5,0	15,11	11,86	5,66	3,31	5,66	169,9
	80	11	10,0	5,0	16,50	12,95	5,66	3,35	5,63	187,8
	80	12	10,0	5,0	17,87	14,03	5,66	3,41	5,59	205,9
90 × 90	90	9	11,5	5,5	15,52	12,18	6,36	3,59	6,46	215,9
	90	10	11,5	5,5	17,13	13,45	6,36	3,65	6,42	240,9
	90	11	11,5	5,5	18,72	14,70	6,36	3,70	6,38	266,1
	90	12	11,5	5,5	20,29	15,93	6,36	3,76	6,34	291,4
	90	13	11,5	5,5	21,84	17,14	6,36	3,80	6,31	316,9
100 × 100	100	10	12,0	6,0	19,16	15,04	7,07	3,99	7,18	327,0
	100	11	12,0	6,0	20,95	16,45	7,07	4,04	7,14	361,3
	100	12	12,0	6,0	22,72	17,84	7,07	4,10	7,10	395,8
	100	13	12,0	6,0	24,47	19,21	7,07	4,17	7,05	430,5
	100	14	12,0	6,0	26,40	20,72	7,07	4,20	7,03	465,3
120 × 120	120	11	13,0	6,5	25,37	19,92	8,49	4,74	8,64	626,3
	120	12	13,0	6,5	27,54	21,62	8,49	4,79	8,61	684,3
	120	13	13,0	6,5	29,69	23,31	8,49	4,86	8,56	744,7
	120	14	13,0	6,5	31,82	24,98	8,49	4,90	8,53	804,2
	120	15	13,0	6,5	33,93	26,64	8,49	4,96	8,49	864,0
140 × 140	140	13	14,5	7,2	34,93	27,39	9,90	5,57	10,06	1178
	140	14	14,5	7,2	37,46	29,41	9,90	5,61	10,03	1272
	140	15	14,5	7,2	39,97	31,38	9,90	5,66	10,00	1366
	140	16	14,5	7,2	42,46	33,33	9,90	5,73	9,95	1460
160 × 160	160	15	16,5	8,2	46,04	36,14	11,31	6,35	11,51	2030
	160	16	16,5	8,2	48,93	38,44	11,31	6,41	11,47	2170
	160	17	16,5	8,2	51,80	40,66	11,31	6,48	11,42	2310
	160	18	16,5	8,2	54,65	42,90	11,31	6,52	11,39	2451

Ze względu na oś X_1X_1			Ze względu na oś główną XX			Ze względu na oś główną YY			Dwa znitowane kątowniki 			
moment		promień bezwładności i_0	moment		promień bezwładności i	moment		promień bezwładności i	ze względu na oś AB		ze względu na oś XX	
bezwładności I_{X_1}	wytrzymałości $I_{X_1} : v$		bezwładności I_X	wytrzymałości $I_X : v$		bezwładności I_Y	wytrzymałości $I_Y : v$		moment	promień	moment	promień
cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm
71,8	13,6	2,26	112,5	21,2	2,82	31,1	9,94	1,48	280,3	3,15	143,6	2,26
76,9	14,7	2,23	121,7	22,9	2,81	32,1	10,1	1,44	309,8	3,17	153,8	2,23
82,5	15,8	2,22	130,3	24,6	2,80	34,7	10,7	1,44	339,8	3,19	165,0	2,22
72,5	12,6	2,43	114,6	20,2	3,06	30,4	9,56	1,57	269,2	3,31	145,0	2,48
80,4	14,1	2,42	129,9	22,4	3,04	33,9	10,5	1,57	304,5	3,33	160,8	2,42
87,2	15,4	2,40	138,6	24,5	3,03	35,8	10,8	1,54	339,9	3,35	174,4	2,40
95,1	16,9	2,40	149,9	26,5	3,01	40,3	12,0	1,56	375,5	3,37	190,2	2,40
102,1	18,3	2,39	160,7	28,4	3,00	43,5	12,7	1,56	411,7	3,39	204,2	2,39
115,8	17,9	2,73	183,8	28,9	3,44	47,8	13,3	1,75	431,7	3,73	231,6	2,73
126,9	19,8	2,72	201,2	31,6	3,43	52,6	14,4	1,75	481,8	3,75	253,8	2,72
137,6	20,6	2,71	218,1	34,3	3,41	57,1	15,4	1,75	532,2	3,77	275,2	2,71
147,8	23,3	2,70	234,3	36,8	3,40	61,3	16,3	1,74	582,9	3,79	295,6	2,70
158,9	25,2	2,70	250,0	39,3	3,38	67,8	17,8	1,76	633,9	3,81	318,8	2,70
174,6	24,3	3,02	280,3	39,0	3,83	68,9	17,3	1,90	654,1	4,13	349,2	3,02
189,9	26,6	3,01	304,3	43,0	3,81	75,5	18,7	1,90	722,7	4,15	379,8	3,01
204,7	28,8	3,00	327,6	46,3	3,80	81,8	19,9	1,90	791,6	4,17	409,4	3,00
217,6	30,9	2,98	350,1	49,5	3,78	85,1	20,0	1,87	860,9	4,19	435,2	2,98
232,4	33,1	2,97	371,8	52,6	3,75	93,0	22,2	1,88	930,6	4,20	464,8	2,97
339,9	39,3	3,66	547,1	64,4	4,64	132,7	28,0	2,28	1253	4,97	679,8	3,66
367,8	42,7	3,65	589,7	69,5	4,63	145,9	30,5	2,30	1369	4,99	735,6	3,65
393,4	46,0	3,64	631,3	74,4	4,61	155,5	32,0	2,29	1489	5,01	786,8	3,64
421,1	49,4	3,64	671,6	79,1	4,59	170,6	34,8	2,32	1608	5,03	842,2	3,64
446,0	52,5	3,62	710,8	83,7	4,58	181,2	36,5	2,31	1728	5,05	892,0	3,62
636	63,2	4,27	1015	102,6	5,39	256	46,0	2,71	2356	5,81	1271	4,27
681	67,9	4,26	1083	109,4	5,38	280	49,9	2,74	2544	5,83	1363	4,26
726	72,6	4,26	1149	116,1	5,36	303	53,5	2,75	2732	5,85	1453	4,26
764	76,8	4,24	1214	122,6	5,35	314	54,8	2,72	2921	5,87	1528	4,24
1102	95,7	4,89	1747	154,3	6,15	457	72,0	3,15	4060	6,64	2203	4,89
1166	101,6	4,88	1848	163,4	6,14	484	75,5	3,15	4340	6,66	2332	4,88
1224	107,2	4,86	1947	172,2	6,13	501	77,3	3,11	4621	6,68	2448	4,86
1291	113,3	4,86	2044	180,7	6,12	538	82,5	3,14	4903	6,77	2582	4,86

TABLICA XVIII.

Kątowniki nierównoramienne (przekroje norm. niemieckie, fig. 442).

Długości normalne 4 do 12 m, najw. długość 16 m. — W zapasie długości do 14 m co 25 cm.

$$r = 0,5 \text{ (najw. } d + \text{ najmn. } d), r_1 = \frac{1}{2} r.$$

Numer przekroju	Wymiary w mm		F cm ²	g kg/m	Odstęp środka ciężkości		Polo- żenie osi YY tg α	Ze względu na oś								
	b	b ₁			d	e		e ₁	X ₁ X ₁		Y ₁ Y ₁		XX		YY	
									f	f ₁	f	f ₁	k _x	i _x	k _y	i _y
4/6	40	60	5	4,79	3,76	19,5	9,7	0,432	17,3	1,90	6,20	1,14	19,8	2,03	3,66	0,88
			7	6,55	5,14	20,4	10,5	0,428	22,8	1,87	7,99	1,11	26,3	2,00	4,63	0,84
5/7^{1/2}	50	75	7	8,33	6,54	24,7	12,4	0,430	46,3	2,37	16,4	1,41	53,1	2,53	9,58	1,08
			9	10,5	8,24	25,6	13,2	0,427	57,2	2,33	20,1	1,41	65,4	2,50	11,9	1,06
6/10	65	100	9	14,2	11,15	33,1	15,9	0,410	140	3,14	46,6	1,81	160	3,36	26,8	1,37
			14	17,1	13,42	34,0	16,7	0,407	167	3,12	55,3	1,80	189	3,32	32,9	1,37
8/12	80	120	10	19,1	14,99	39,2	19,5	0,435	276	3,80	97,9	2,26	317	4,07	56,8	1,72
			12	22,7	17,82	40,0	20,2	0,430	323	3,78	115	2,25	370	4,03	67,5	1,72

Stosunek ramion 2:3

Stosunek ramion 1:2

10/15	100	150	12	28,7	22,53	43,9	24,2	0,436	649	4,75	232	2,84	747	5,10	134	2,15
			14	33,2	26,06	49,7	25,0	0,434	744	4,73	263	2,82	854	5,07	153	2,15
3/6	30	60	5	4,29	3,37	21,5	6,8	0,254	15,6	1,91	2,61	0,78	16,5	1,96	1,71	0,63
			7	5,85	5,59	22,4	7,6	0,248	20,6	1,88	3,42	0,76	21,8	1,93	2,28	0,62
4/8	40	80	6	6,89	5,41	28,5	8,8	0,257	44,9	2,55	7,66	1,05	47,6	2,63	4,99	0,85
			8	9,01	7,07	29,4	9,6	0,252	57,5	2,53	9,62	1,04	60,8	2,60	6,41	0,84
5/10	50	100	8	11,5	9,03	35,9	11,2	0,267	116	3,18	19,6	1,31	123	3,27	12,8	1,04
			10	14,1	11,07	36,7	12,0	0,266	141	3,16	23,5	1,29	150	3,27	14,6	1,02
6 1/2/13	65	130	10	18,6	14,6	46,5	14,5	0,257	320	4,15	54,4	1,71	339	4,27	35,4	1,35
			12	22,1	17,35	47,5	15,3	0,255	374	4,11	62,8	1,69	395	4,23	41,3	1,37
8/16	80	160	12	27,5	21,59	57,2	17,7	0,269	719	5,11	122	2,11	762	5,26	79,4	1,70
			14	31,8	24,96	58,1	18,5	0,268	822	5,08	139	2,09	875	5,25	86,0	1,64
10/20	100	200	14	40,3	31,64	71,2	21,8	0,261	1654	6,40	282	2,65	1754	6,60	182	2,13
			16	45,7	35,87	72,0	22,6	0,259	1863	6,38	315	2,63	1973	6,57	205	2,12

TABLI-
Kątowniki nierównoramienne (prze-
r = d,

Numer przekroju	Wymiary w mm					Powierzchnia przekroja F cm ²	Ciężar jednostkowy g kg/m	Odstęp środka ciężkości w cm		Położenie osi głównych Y Y tg α	Odstępy od osi głównych w cm						
															b	b ₁	d
50×75	50	75	7	7,5	3,7	8,32	6,53	2,47	1,24	0,430	5,11	3,76	2,62	212			
	50	75	8	7,5	3,7	9,42	7,39	2,52	1,29	0,428	5,08	3,78	2,60	218			
60×90	60	90	8	9,0	4,5	11,45	9,00	2,96	1,50	0,431	6,14	4,51	3,13	2,55			
	60	90	9	9,0	4,5	12,78	10,03	3,00	1,52	0,430	6,11	4,53	3,12	2,58			
	60	90	10	9,0	4,5	14,09	11,06	3,04	1,55	0,428	6,09	4,54	3,12	2,62			
70×105	70	105	9	10,0	5,0	15,05	11,81	3,44	1,71	0,436	7,16	5,27	3,66	2,94			
	70	105	10	10,0	5,0	16,61	13,04	3,48	1,75	0,433	7,14	5,28	3,66	2,99			
	70	105	11	10,0	5,0	18,15	14,25	3,59	1,79	0,430	7,12	5,29	3,65	3,04			
80×120	80	120	10	11,0	5,5	19,13	15,02	3,92	1,95	0,435	8,19	6,01	4,24	3,35			
	80	120	11	11,0	5,5	20,92	16,42	3,96	1,99	0,432	8,17	6,02	4,23	3,40			
	80	120	12	11,0	5,5	22,69	17,81	4,00	2,02	0,430	8,15	6,03	4,21	3,44			
90×135	90	135	11	12,0	6,0	23,70	18,60	4,40	2,18	0,435	9,21	6,76	4,77	3,75			
	90	135	12	12,0	6,0	25,72	20,19	4,44	2,22	0,433	9,20	6,77	4,77	3,80			
	90	135	13	12,0	6,0	27,72	21,76	4,48	2,26	0,431	9,18	6,78	4,76	3,85			
100×150	100	150	12	13,0	6,5	28,72	22,56	4,89	2,42	0,436	10,22	7,51	5,26	4,18			
	100	150	13	13,0	6,5	30,99	24,33	4,93	2,46	0,435	10,21	7,53	5,27	4,22			
	100	150	14	13,0	6,5	33,22	26,08	4,97	2,50	0,434	10,20	7,55	5,27	4,27			
110×165	110	165	13	14,0	7,0	34,27	26,90	5,38	2,66	0,437	11,25	8,26	5,81	4,59			
	110	165	14	14,0	7,0	36,75	28,85	5,41	2,69	0,435	11,24	8,28	5,82	4,63			
	110	165	15	14,0	7,0	39,21	30,79	5,45	2,73	0,433	11,23	8,29	5,82	4,68			
60×80	60	80	7	8,0	4,0	9,38	7,36	2,51	1,53	0,545	5,55	4,34	2,92	2,55			
	60	80	8	8,0	4,0	10,63	8,34	2,55	1,56	0,544	5,54	4,36	2,93	2,59			
	60	80	9	8,0	4,0	11,86	9,31	2,59	1,60	0,542	5,52	4,38	2,93	2,64			
80×100	80	100	9	10,0	5,0	13,87	10,88	3,03	2,04	0,626	6,99	5,72	3,69	3,34			
	80	100	8	10,0	5,0	15,50	12,17	3,07	2,08	0,621	6,98	5,73	3,69	3,39			
	80	100	10	10,0	5,0	17,11	13,43	3,11	2,12	0,622	6,97	5,74	3,69	3,44			
	80	100	11	10,0	5,0	18,70	14,68	3,15	2,16	0,620	6,96	5,75	3,70	3,49			
90×120	90	120	10	11,0	5,5	20,13	15,80	3,75	2,27	0,547	8,32	6,52	4,40	3,79			
	90	120	11	11,0	5,5	22,02	17,29	3,79	2,31	0,545	8,31	6,53	4,40	3,84			
	90	120	12	11,0	5,5	23,89	18,75	3,83	2,35	0,543	8,30	6,54	4,40	3,89			
90×130	90	130	11	12,0	6,0	23,15	18,17	4,20	2,22	0,469	8,91	6,68	4,64	3,79			
	90	130	12	12,0	6,0	25,11	19,71	4,24	2,26	0,467	8,89	6,69	4,64	3,84			
	90	130	13	12,0	6,0	27,07	21,25	4,27	2,29	0,464	8,88	6,70	4,65	3,88			
100×120	100	120	12	12,0	6,0	23,15	18,17	3,63	2,64	0,679	8,41	7,14	4,43	4,22			
	100	120	13	12,0	6,0	25,11	19,71	3,67	2,68	0,677	8,40	7,15	4,44	4,28			
	100	120	14	12,0	6,0	27,07	21,25	3,71	2,72	0,676	8,39	7,15	4,45	4,33			
100×140	100	140	12	13,0	6,5	27,54	21,62	4,47	2,50	0,496	9,65	7,34	5,07	4,22			
	100	140	13	13,0	6,5	29,69	23,31	4,51	2,54	0,495	9,63	7,36	5,07	4,25			
	100	140	14	13,0	6,5	31,82	24,98	4,55	2,57	0,494	9,61	7,37	5,07	4,28			

CA XIX.

kroje austriackie, fig. 442).

$$r_1 = \frac{1}{2} d.$$

Moment bezwładności w cm ⁴ ze względu na krawędź zewnętrzną		Z e w z g l ę d u n a o ś							
		X ₁ X ₁		Y ₁ Y ₁		XX		YY	
krótkiego	długiego	I'	i'	I ₁ '	i ₁ '	I	i	I ₁	i ₁
ramienia									
I ⁰	I ₀ '	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm
97,4	29,3	46,6	2,37	16,5	1,41	53,4	2,53	9,7	1,08
111,7	33,9	51,9	2,35	18,2	1,39	59,5	2,51	10,6	1,06
192,0	57,6	91,7	2,83	31,9	1,67	105,3	3,03	18,3	1,28
216,7	65,4	101,7	2,82	35,7	1,68	116,7	3,02	20,7	1,27
241,4	73,4	111,2	2,81	39,5	1,67	127,5	3,01	23,2	1,27
343,1	102,9	165,0	3,32	58,9	1,98	189,9	3,55	34,0	1,50
382,3	115,2	181,1	3,31	64,3	1,97	208,0	3,54	37,4	1,50
421,6	127,7	196,7	3,29	69,5	1,96	225,6	3,53	40,6	1,50
569,5	170,6	275,5	3,80	97,9	2,26	317,0	4,07	56,8	1,72
627,6	188,9	299,8	3,79	106,1	2,25	344,2	4,05	61,7	1,72
686,4	207,4	323,4	3,78	114,8	2,25	368,0	4,03	57,5	1,72
892,2	267,2	433,4	4,28	154,6	2,55	498,4	4,58	89,6	1,94
975,3	293,1	468,4	4,26	166,3	2,54	538,0	4,57	96,7	1,94
1058,5	319,3	502,2	4,25	177,6	2,53	576,2	4,56	103,5	1,93
1335,7	399,9	648,5	4,75	231,5	2,84	747,0	5,10	134,0	2,16
1449,6	435,3	696,5	4,74	247,8	2,83	801,0	5,08	143,4	2,15
1563,7	471,1	743,2	4,73	263,5	2,82	854,0	5,07	153,0	2,15
1926,3	576,3	934,5	5,22	333,7	3,12	1076,3	5,60	191,9	2,37
2077,8	623,5	1002,1	5,22	357,4	3,12	1152,4	5,60	207,1	2,37
2229,7	671,1	1065,2	5,21	379,0	3,11	1223,8	5,59	220,3	2,37
118,0	50,1	58,9	2,51	28,2	1,73	71,9	2,77	15,2	1,27
135,3	57,7	66,2	2,50	31,9	1,73	80,8	2,76	17,3	1,27
152,8	65,4	73,2	2,48	35,0	1,72	89,2	2,74	19,1	1,27
262,8	134,9	135,5	3,13	77,2	2,36	172,9	3,53	39,7	1,69
296,6	152,8	150,6	3,12	85,6	2,35	192,0	3,52	44,2	1,69
330,7	170,6	165,2	3,11	93,9	2,34	210,4	3,51	48,6	1,68
364,7	188,7	179,2	3,10	101,4	2,33	227,9	3,49	52,7	1,68
569,9	241,9	286,9	3,78	138,2	2,62	350,4	4,17	74,7	1,93
628,5	267,0	312,3	3,77	149,9	2,61	380,9	4,16	81,3	1,92
687,3	293,1	336,8	3,75	161,2	2,60	410,4	4,14	87,6	1,91
796,7	267,0	388,3	4,10	152,9	2,57	454,6	4,43	86,6	1,92
871,0	292,8	419,5	4,09	164,5	2,56	491,0	4,42	93,5	1,93
945,5	319,0	452,0	4,09	177,2	2,56	527,4	4,41	101,8	1,94
627,1	364,4	322,0	3,73	203,0	2,96	423,6	4,28	101,4	2,09
685,9	399,2	347,7	3,72	218,9	2,95	456,8	4,27	109,8	2,09
744,9	434,3	372,4	3,71	234,0	2,94	488,8	4,25	117,6	2,08
1085,9	399,2	535,7	4,41	227,1	2,87	636,2	4,81	126,6	2,14
1178,7	434,5	574,8	4,40	243,0	2,86	681,2	4,79	136,0	2,14
1271,8	470,2	613,1	4,39	260,2	2,86	727,1	4,78	146,3	2,14

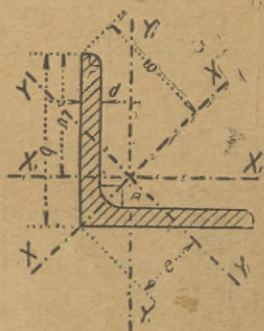


Fig. 441.

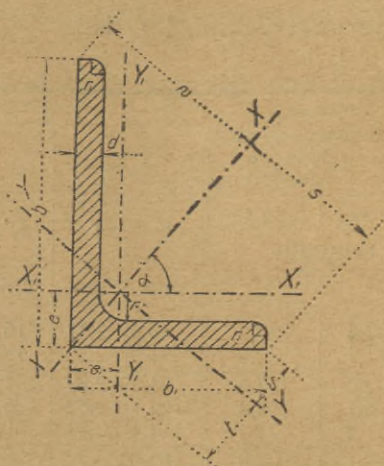


Fig. 442.

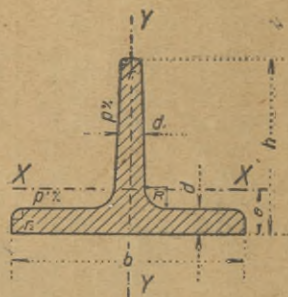


Fig. 443.

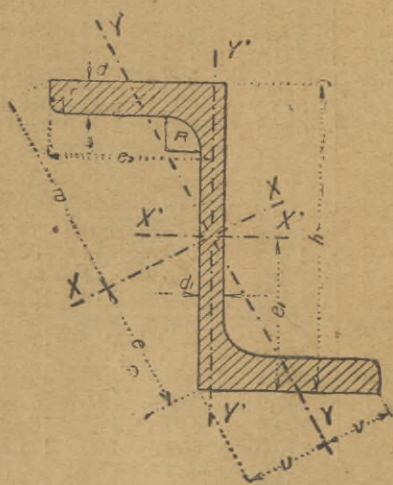


Fig. 444.

Podane figury należą do tablic XVI, XVIII, XX, XXII.

TABLICA XX.

Teowniki (kształtowniki **T**, przek. norm. niemieckie, fig. 443).
 Długości normalne 3 do 12 m; najw. długości 16 m.;
 w zapasie długości do 12 m co 25 cm.

I. Przekroje normalne $h = \frac{b}{2}$, $R = d = d_1$, $r_2 = \frac{R}{2}$, $r_1 = \frac{R}{4}$
 $p = 4\%$, $p' = 2\%$.

II. Przekroje wysokościennne $h = b$, $R = d = d_1$, $r_2 = \frac{R}{2}$, $r_1 = \frac{R}{4}$
 $p = 2\%$, $p' = 2\%$.

Numer przekroju	Wymiary w mm			Przekrój F cm ²	Ciężar g kg/m	Odstęp środka ciężkości e cm	Ze względu na oś XX			Ze względu na oś YY		
	b	h	d=d ₁				I cm ⁴	W cm ³	i cm	I ₁ cm ⁴	W ₁ cm ³	i ₁ cm
I. Przekroje normalne												
6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	0,67	2,58	1,11	0,75	8,62	2,87	1,36
7/3 ¹ / ₂	70	35	6	5,94	4,66	0,77	4,49	1,65	0,87	15,1	4,32	1,59
8/4	80	40	7	7,91	6,21	0,88	7,81	2,50	0,99	28,5	7,13	1,90
9/4 ¹ / ₂	90	45	8	10,2	8,01	1,00	12,7	3,63	1,24	46,1	10,2	4,52
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	1,09	18,7	4,78	1,56	67,7	13,5	5,64
12/6	120	60	10	17,0	13,35	1,30	38,0	8,09	2,24	137	22,8	8,06
14/7	140	70	11,5	22,8	17,90	1,51	68,9	12,6	3,02	258	36,9	11,3
16/8	160	80	13	29,5	23,16	1,72	117	18,6	3,97	422	62,8	14,3
18/9	180	90	14,5	37,0	29,05	1,93	185	26,1	5,00	670	74,4	18,1
20/10	200	100	16	45,4	35,64	2,14	277	35,3	6,10	1000	100	22,0
II. Przekroje wysokościennne												
2/2	20	20	3	1,12	0,88	0,58	0,38	0,27	0,34	0,20	0,20	0,18
2 ¹ / ₂ /2 ¹ / ₂	25	25	3,5	1,64	1,29	0,73	0,87	0,49	0,53	0,34	0,34	0,26
3/3	30	30	4	2,26	1,77	0,85	1,22	0,80	0,76	0,87	0,58	0,38
3 ¹ / ₂ /3 ¹ / ₂	35	35	4,5	2,97	2,33	0,99	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,53
4/4	40	40	5	3,77	2,96	1,12	5,28	1,84	1,40	2,58	1,29	0,68
4 ¹ / ₂ /4 ¹ / ₂	40	45	5,5	4,67	3,67	1,26	8,13	2,51	1,78	4,01	1,78	0,86
5/5	50	50	6	5,66	4,44	1,39	12,1	3,36	2,14	6,32	2,42	1,07
6/6	60	60	7	7,94	6,23	1,66	23,8	5,48	3,00	12,2	4,07	1,54
7/7	75	70	8	10,6	8,32	1,94	44,5	8,79	4,20	22,1	6,32	2,08
8/8	80	80	9	13,6	10,68	2,22	73,3	12,8	5,42	37,0	9,25	2,72
9/9	90	90	10	17,1	13,42	2,48	119	18,2	6,96	58,5	13,0	3,42
10/10	100	100	11	20,9	16,41	2,74	179	24,6	8,57	88,3	17,7	4,23
12/12	120	120	13	29,6	23,24	3,28	366	42,0	12,36	178	29,7	6,01
14/14	100	140	15	39,9	31,32	3,80	660	64,7	16,54	330	74,2	8,27

TABLICA XXI.

Teowniki (przekroje norm. austriackie, fig. 443).

Dla przekrojów normalnych jest $r_1 = 0,25 d$, $r_2 = 0,5 d$, $R = d$, $p = 4 \frac{0}{100}$, $p' = 0 \frac{0}{100}$,
 dla przekrojów wysokościennych $p = p' = 2 \frac{0}{100}$.

Numer Przejoju	Wymiary w milimetrach					Ze względu na oś XX				Ze względu na oś YY				
	b	h	d ₁	Promienie zaokrążeń		Prze- kroj	Cięż- zar	Odsięp środek ciężkości	Moment		Promień bezwład- ności i	Moment		Promień bezwład- ności h
				r ₁	r ₂				J _x	J _x : (h-e)		J _y	J _y : 2	
					F	g	cm	cm ³	cm ³	cm	cm ³	cm ³	cm	
I. Przekroje normalne														
4/3	40	30	5.5	1.5	3.0	5.5	2.79	7.98	2.31	1.05	0.81	2.82	1.41	0.89
6/3	60	30	5.5	1.5	3.0	5.5	3.65	6.75	2.57	1.10	0.74	9.41	3.14	1.42
7/35	70	35	6.0	1.5	3.0	6.0	4.66	7.68	4.48	1.64	0.87	16.3	4.66	1.66
8/4	80	40	7.0	2.0	3.5	7.0	6.21	8.85	7.78	2.50	0.99	28.4	7.10	1.89
6/4.5	60	45	7.5	2.0	4.0	7.5	5.74	11.6	10.8	3.22	1.21	12.9	4.31	1.33
8/6	80	60	10.0	2.5	5.0	10.0	10.21	15.5	34.0	7.64	1.62	40.9	10.2	1.77
13/6.5	130	65	10.5	2.5	5.0	10.5	15.18	14.0	50.4	9.89	1.62	182.4	28.1	3.07
10/7.5	100	75	12.0	3.0	6.0	12.0	15.35	19.1	80.0	14.3	2.02	95.7	19.1	2.21
12/9	120	90	14.5	3.5	7.0	14.5	22.25	23.0	167	24.9	2.43	200	33.3	2.66
16/12	160	120	19.0	5.0	9.5	19.0	38.90	30.5	519	58.0	3.24	621	77.6	3.54
2. Przekroje wysokościenne														
3/3	30	30	4.0	1.0	2.0	4.0	1.77	8.53	1.72	0.80	0.87	0.87	0.58	0.62
3.5/3.5	35	35	4.5	1.0	2.0	4.5	2.33	9.88	3.08	1.23	1.02	1.55	0.89	0.72
4/4	40	40	5.0	1.0	2.5	5.0	2.97	11.2	5.13	1.78	1.17	2.57	1.28	0.82
4.5/4.5	45	45	5.5	1.5	3.0	5.5	4.67	12.6	8.05	2.48	1.32	4.02	1.79	0.98
5/5	50	50	6.0	1.5	3.0	6.0	6.45	13.9	12.1	3.35	1.46	6.01	2.40	1.03
6/6	60	60	7.0	2.0	3.5	7.0	9.24	16.6	24.4	5.63	1.75	12.1	4.04	1.23
7/7	70	70	8.0	2.0	4.0	8.0	10.60	19.3	44.1	8.76	2.05	22.0	6.27	1.44
8/8	80	80	9.0	2.0	4.5	9.0	13.60	22.6	74.6	12.9	2.34	36.9	9.21	1.64

TABLICA XXII.

Zetowniki (przekroje norm. niemieckie, fig. 444).

Długość normalna 4 do 10 m, najw. długość 12—16 m; w zapisie długości od 4 do m co 25 cm

$$r = d, \quad r_1 = \frac{d}{2}$$

Numer przekroju	Wymiary w mm				F cm ²	g kg/m	Ze względu na oś			Ze względu na oś główną							
	h	b	d ₁	d			XX'		YY'	I	W	i	YY		I ₁ cm ⁴	W ₁ cm ³	i ₁ cm
							I _s	I _y					I	W ₁			
3	30	38	4	4,5	4,32	3,39	5,96	13,7	1,655	18,1	4,69	2,05	1,54	1,11	0,60		
4	40	40	4,5	5	5,43	4,23	13,5	17,6	1,181	28,0	6,72	2,27	3,05	1,83	0,75		
5	50	43	5	5,5	6,77	5,28	26,3	23,8	0,939	44,9	9,76	2,53	5,2	2,76	0,88		
6	60	45	5	6	7,91	6,17	44,7	30,1	0,779	67,2	13,5	2,91	7,60	3,73	0,98		
8	80	50	6	7	11,1	8,67	109	47,4	0,588	142	24,4	3,58	14,7	6,44	1,15		
10	100	55	6,5	8	14,5	11,3	222	72,4	0,492	270	39,8	4,31	24,6	9,26	1,30		
12	120	60	7	9	18,2	14,2	402	106	0,433	470	60,6	5,08	37,7	12,5	1,44		
14	140	65	8	10	22,9	17,4	676	148	0,385	768	88,0	5,79	56,1	16,6	1,57		
16	160	70	8,5	11	27,5	21,5	1053	211	0,357	1184	121	6,56	79,5	21,4	1,70		
18	180	75	9,5	12	33,3	26,0	1599	270	0,329	1759	164	7,27	110	27,0	1,82		
20	200	80	10	13	38,7	30,2	2299	357	0,313	2509	213	8,05	147	33,4	1,95		

TABLICA XXIII.

Zetowniki (przekroje norm. austriackie, fig. 444).

$R = d$, $r = 0,4d$, $p = 0\%$.

Numer przekroju	Wymiary w milimetrach						Przekrój F cm ²	Ciężar jednostkowy g kg/m	Odstęp środka ciężkości w mm		Ze względu na oś moment bezwładności			Położenie osi głównych		Odstępy osi w mm						Ze względu na oś główną	
	h	b	d ₁	d	r	R			e ₁	e ₂	I _x	I _y	tg α	u	v	w	e	I	I/w	i	F	I/v	i ₁
8	80	55	7.0	9.0	4.0	9.0	14.5	11.40	40.0	51.5	141	80.5	0.7002	19.2	25.8	62.3	30.8	200	32.2	3.71	21.8	8.4	1.22
10	100	75	7.5	8.5	6.5	3.5	18.2	14.16	50.5	71.2	289	184	0.7517	26.9	33.0	82.8	37.7	425	51.3	4.84	48.4	14.7	1.63
10	100	50	6.5	9.5	3.9	9.5	15.1	11.84	50.0	46.7	229	63.7	0.4503	22.1	23.5	64.8	44.3	271	41.8	4.23	21.7	8.8	1.20
15*)	150	75	10.0	10.0	7.0	11.0	29.8	23.4	78.5	73.8	1000	304	0.4507	34.0	34.0	102.3	70.8	116	6.32	114	31.7	1.95	
		90					31.2	24.6	71.5	81.1			0.4630	43.6	38.1	99.0	61.1	1190	120		25.0		
18	180	70	8.5	12.5	5.1	12.5		24.52	90.0	65.7	1524	233	0.3136	35.8	31.0	105.5	84.6	1665	158	7.30	92.7	24.2	1.72
22	220	80	9.0	13.5	5.7	13.5	39.6	31.40	110.0	75.5	2900	381	0.2869	42.2	34.8	126.8	104.5	3126	247	8.88	15.5	34.8	1.98

*) Przekrój niesymetryczny: $\left. \begin{matrix} \text{wyzsze} \\ \text{niższe} \end{matrix} \right\}$ cyfry odnoszą się do $\left. \begin{matrix} \text{wyzszego} \\ \text{niższego} \end{matrix} \right\}$ ramienia.

TABLICA XXIV. — Zoresówki czyli złobkówki (przekroje norm. austr.); $r = g$.

Numer profilu	Wymiary w milimetrach										Ze względu na oś pionową YY				Ze względu na oś poziomą XX				Moment bezwładności na podstawie I _p								
	Węwn.		Zewn.		Szer.		Grubość		Wy-sokość		Za-okrąglenie		Ciężar jednostkowy		Odstęp środka ciężkości od podstawy		Odstęp środka ciężkości od głowy		Moment bezwładności		Moment bezwładności		Moment bezwładności				
	D	R	R'	b	d	d ₁	b ₁	b	h	d	d ₁	F	g	e	e ₁	e	e ₁	I _x	I _y	I _x	I _y	I _x	I _y	I _x	I _y		
10	100	64	36	18	30	5	4	3	5,30	4,16	1,76	1,84	25,6	9,13	4,97	1,31	45,3	9,06	2,92	2,92	25,6	9,13	4,97	1,31	45,3	9,06	2,92
16	160	100	55	30	45	6	5	4	10,84	8,51	2,67	2,83	122,2	45,6	16,1	2,05	231	28,9	4,61	4,61	122,2	45,6	16,1	2,05	231	28,9	4,61
18	180	112	63	34	50	7	7	4	13,90	10,91	3,09	3,21	210,6	78,7	24,5	2,38	366	40,6	5,13	5,13	210,6	78,7	24,5	2,38	366	40,6	5,13
21	210	135	75	37,5	60	8,5	7,5	5	19,32	15,17	3,71	3,79	418,0	152	40,2	2,81	715	68,1	6,08	6,08	418,0	152	40,2	2,81	715	68,1	6,08
24	240	156	87	42	69	10	9	5,5	25,39	19,93	4,33	4,36	748,0	271	62,1	3,27	122,2	103	6,97	6,97	748,0	271	62,1	3,27	122,2	103	6,97
26	260	170	95	45	75	11	10	6	30,20	23,71	4,76	4,74	1067	383	80,5	3,56	172,0	132	7,55	7,55	1067	383	80,5	3,56	172,0	132	7,55
26a	260	147	125	45	70	10	10	6	31,30	24,54	6,14	6,36	1874	694	109,5	4,71	185,1	142	7,69	7,69	1874	694	109,5	4,71	185,1	142	7,69

TABLICA XXV. — Ćwierćkołowniki (przekroje norm. austr., rys. 445).

Nr profilu	Wymiary w milimetrach										Dwa przekroje znitowane ze względu na XX				Cztery kształtowniki dla osi AB				Cztery kształtowniki dla osi CC'						
	Węwn.		Zewn.		Szer.		Grubość		Wy-sokość		Za-okrąglenie		Ciężar jednostkowy		Odstęp środka ciężkości		Moment bezwładności		Moment bezwładności		Moment bezwładności		Moment bezwładności		
	D	R	R'	b	d	d ₁	b ₁	b	h	d	d ₁	F	g	e ₁	e ₂	AB	I ₁	XX	YY	I _x	I _y	I _x	I _y	I _x	I _y
10	100	52	48	39	6	4	87	64,5	3	6	7,34	5,76	3,44	5,26	143,2	56,5	112,9	21,5	2,74	572,7	65,8	4,42	572,7	65,8	4,42
15	150	78	72	46	8	6	118	87,0	5	9	13,47	10,57	4,93	6,87	511,4	184,0	367,9	53,6	3,70	2046	173,4	6,09	2046	173,4	6,09
20	200	104	96	53	10	8	149	109,9	6	11	21,57	16,93	6,46	8,45	1359	459,8	919,7	108,9	4,62	5434	364,7	7,94	5434	364,7	7,94
25	250	130	120	60	12	10	180	132,9	7	13	31,64	24,84	8,00	10,01	2993	971,0	1942	194,1	5,54	11973	665,2	9,73	11973	665,2	9,73
30	300	156	144	67	14	12	221	155,8	8	15	43,67	34,28	9,54	11,56	5803	1825	3650	315,1	6,46	23213	1100	11,5	23213	1100	11,5

TABLICA XXVI.

Ćwierćkołowniki (przekroje norm. niemieckie, rys. 445).
Długości normalne 4 do 8 m, największa długość 12 m.
 $r_1 = 0,03 D$, $r_2 = 0,06 D$.

Numer profilu	Wymiary w mm				Dla 4 ćwierćkołowników, więc pełnej rury				
	D średnica rury	b	d ₁	d	F cm ²	g kg/m	I cm ⁴	W _x = W _y cm ⁶	W _z cm ⁶
5	100	35	4	6	29,8	23,39	576	66,2	89,3
			8	8	48,0	37,68	906	102	135
7 ^{1/2}	150	40	6	8	54,9	43,10	2068	175	237
			10	10	80,2	62,96	2982	248	331
10	200	45	8	10	88,1	96,16	5511	370	501
			12	12	120	94,20	7478	495	663
2 ^{1/2}	250	50	10	12	129	101,27	12161	676	917
			14	14	169	132,67	15788	867	1165
15	300	35	12	14	179	140,52	23637	1120	1515
			18	17	249	195,47	32738	1530	2051

TABLICA XXVII.

Poręczowniki (rys. 446).

$$\begin{aligned}
 R &= B & r_1 &= 0,15 B \\
 H &= 0,45 B & r_2 &= 0,10 B \\
 d &= 0,2 B & r_3 &= 0,05 B \\
 b &= 0,5 B & b_1 &= 0,45 B \\
 h &= 0,25 B & b_2 &= 0,75 B
 \end{aligned}$$

Nr profilu	W y m i a r y				Przekrój F cm ²	Ciężar g kg/m
	B mm	H mm	b mm	h mm		
4	40	18	20	10	4,20	3,30
6	60	27	30	15	9,46	7,43
8	80	36	40	20	16,8	13,2
10	100	45	50	25	26,3	20,7
12	120	54	60	30	37,8	29,7

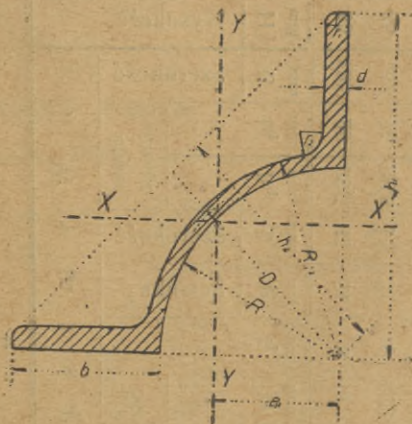


fig. 445.

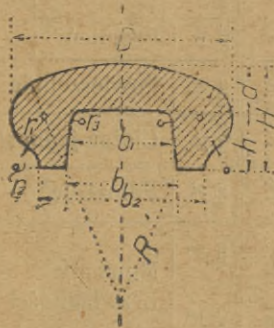


fig. 446.

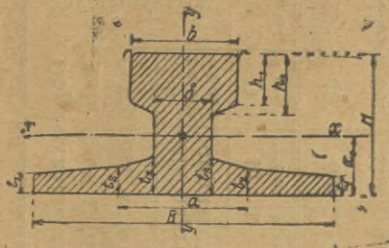


fig. 447.

Figury podane należą do tablic: XXV, XXVI, XXVII i XXVIII.

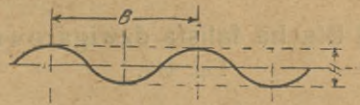
TABELICA XXVIII.

Szyny suwnicowe (żórawiowe) (fig. 447).

Numer profilu	Wymiary										Powierzchnia	Ciężar jednost.	Polożenie	Momenty bezwładności		Momenty wytrzymałości		Dopuszczalne ciśnienie koła $R = D(b - 2r)$ wynosi w tonnach				
	H	B	Głowa wysokość		Szerokość		Ścianka	Stopka		Promień				F	g	X_0	I_x	I_y	W_x	W_y	D	40
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg/m	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	mm	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
1	55	125	20	23,5	45	24	8	11	14,5	54	3	28,7	22,5	22,7	94,1	182	29,1	29,2	400	6,2	7,8	9,4
2	65	150	25	28,5	55	31	9	12,5	17,5	66	4	41,1	32,2	26,5	185	329	48,0	43,8	600	11,3	14,1	16,9
3	75	175	30	34	65	38	10	14	20	78	5	55,8	43,8	30,6	329	646	74,0	73,8	800	17,6	22,0	26,4
4	85	200	35	39,3	75	45	11	15,4	22	90	6	72,6	57,0	35,2	523	989	105	98,9	1000	25,2	31,3	37,8



TABLICA XXIX.



a) Blacha falista płaska.

Fig. 448.

Nr profilu	Wymiary mm			Ciężar 1 m ² łącznie z powłoką		Moment wytrzymałości na 1 mb. szer. cm ³	Przekrój na 1 mb. szer. cm ²	Szerokość normalna
	H	B	g	czarną	cynkow.			
30/90	30	90	0,75	7,65	9,05	7,3	9,6	720
			1,00	10,20	11,60	9,8	12,7	720
			1,50	15,29	16,69	14,7	19,1	720
45/90	45	90	0,75	9,42	11,15	13,0	11,8	630
			1,00	12,57	14,29	17,3	15,7	630
			1,50	18,84	20,58	25,9	23,6	630
60/90	60	90	0,75	11,42	13,51	20,4	14,3	540
			1,00	15,23	17,32	27,2	19,0	540
			1,50	22,85	24,94	40,8	28,6	540
30/100	30	100	0,75	7,34	8,69	6,9	9,2	800
			1,00	9,80	11,15	9,2	12,2	800
			1,50	14,70	16,05	13,8	18,4	800
35/100	35	100	0,75	7,80	9,23	8,5	9,7	700
			1,00	10,40	11,83	11,4	13,0	700
			1,50	15,60	17,00	17,0	19,5	700
40/100	40	100	0,75	8,29	9,81	10,3	10,4	700
			1,00	11,06	12,58	13,7	13,8	700
			1,50	16,60	18,12	20,6	20,7	700
45/100	45	100	1,00	11,79	13,41	16,4	14,7	600
			1,50	17,70	19,31	24,5	22,1	600
			2,00	23,58	25,20	32,7	29,5	600
50/100	50	100	1,00	12,57	14,30	19,2	15,7	600
			1,50	18,85	20,58	28,9	23,6	600
			2,00	25,14	26,87	38,5	31,4	600
60/100	60	100	1,00	14,17	16,12	25,6	17,7	500
			1,50	21,25	23,19	38,4	26,6	500
			2,00	28,34	30,29	51,2	35,4	500
70/100	70	100	1,00	15,77	17,94	32,7	19,7	500
			1,50	23,64	25,81	49,1	29,5	500
			2,00	31,54	33,70	65,4	39,4	500
30/120	30	120	0,75	6,96	8,24	6,7	8,7	840
			1,00	9,28	10,56	9,0	11,6	840
			1,50	13,92	15,20	13,5	17,4	840
40/120	40	120	1,00	10,20	11,60	13,1	12,7	720
			1,50	15,30	16,70	19,6	19,1	720
			2,00	20,40	21,80	26,1	25,5	720
50/120	50	120	1,00	11,30	12,85	17,7	14,1	600
			1,50	16,95	18,50	26,5	21,2	600
			2,00	22,60	24,15	35,3	28,3	600

b) Blacha falista dźwigarowa.

Fig. 449.



Nr profilu	Wymiary mm			Ciężar 1 m ² łącznie z powłoką		Moment wytrzymałości na 1 mb. szer. cm ²	Przekrój na 1 mb. szer. cm ²	Szerokość normalna
	h	b	d	czarną	cynkow.			
35/130	35	130	0,75	7,10	8,41	7,9	8,9	780
			1,00	9,46	10,76	10,5	11,8	780
			1,50	14,21	15,51	15,8	17,8	780
35/150	35	150	0,75	6,84	8,09	7,6	8,5	750
			1,00	9,11	10,36	10,2	11,4	750
			1,50	13,68	14,93	15,2	17,1	750
40/150	40	150	0,75	7,08	8,38	9,0	8,8	750
			1,00	9,44	10,74	12,0	11,8	750
			1,50	14,16	15,46	18,0	17,7	750
45/150	45	150	0,75	7,35	8,70	10,5	9,2	750
			1,00	9,80	11,15	14,0	12,2	750
			1,50	14,70	16,05	21,0	18,4	750
50/150	50	150	1,00	10,19	11,59	16,1	12,7	750
			1,50	15,29	16,70	24,1	19,1	750
			2,00	20,38	21,80	32,2	25,5	750
60/150	60	150	1,00	11,06	12,58	20,8	13,8	600
			1,50	16,59	18,11	31,2	20,7	600
			2,00	22,13	23,65	41,6	27,7	600
70/150	70	150	1,00	12,04	13,69	26,1	15,0	600
			1,50	18,06	19,70	39,2	22,6	600
			2,00	24,08	25,73	52,3	30,1	600
80/150	80	150	1,00	13,10	14,90	32,1	16,4	450
			1,50	19,66	21,45	48,2	24,6	450
			2,00	26,21	28,00	64,3	32,8	450
50/160	50	160	1,00	9,94	11,31	15,7	12,4	640
			1,50	14,91	16,28	23,6	18,6	640
			2,00	19,89	21,26	31,5	24,8	640
80/160	80	160	1,00	12,57	14,30	31,0	15,7	480
			1,50	18,85	20,58	46,5	23,6	480
			2,00	25,14	26,85	62,0	31,4	480
80/200	80	200	1,00	11,06	12,58	27,8	13,8	600
			1,50	16,59	18,11	41,7	20,7	600
			2,00	22,13	23,65	55,6	27,7	600
100/200	100	200	1,00	12,57	14,30	38,9	15,7	600
			1,50	18,85	20,58	58,0	23,5	600
			2,00	25,14	26,85	77,0	31,4	600

TABLICA XXX.
Słupy żeliwne.



Fig. 450.

Srednica zewnętrzna D	Grubość ścianki g	Powierzch. przekroju F	Cieężar	Moment bezwładności J	Moment wy- trzymałości W	Srednica zewnętrzna D	Grubość ścianki g	Powierzch. przekroju F	Cieężar	Moment bezwładności J	Moment wy- trzymałości W
mm	mm	cm ²	kg m	cm ⁴	cm ³	mm	mm	cm ²	kg m	cm ⁴	cm ³
100	12	33,2	24,1	327	65,4	200	15	87,2	63,2	3754	375
	15	40,1	29,0	373	74,6		20	113	82,0	4637	464
	18	46,4	33,6	409	81,7		25	137	99,7	5369	537
							30	160	116,2	5968	597
110	12	37,0	26,8	450	81,9	225	20	129	93,4	6831	607
	15	44,8	32,5	518	94,1		25	157	113,9	7977	709
	18	52,0	37,7	572	104		30	184	133,3	8942	795
120	12	40,7	29,5	601	100	250	20	145	104,8	9630	770
	15	49,5	35,9	696	116		25	177	128,1	11320	906
	18	57,7	41,8	774	129		30	207	150,4	12780	1022
							35	236	171,4	14020	1122
130	15	54,2	39,3	911	140	275	25	196	142,4	15490	1127
	18	63,3	45,9	1019	157		30	231	167,4	17590	1279
	20	69,1	50,1	1080	166		35	264	191,3	19400	1411
140	15	58,9	42,7	1167	167	300	25	216	156,6	20590	1372
	18	69,0	50,0	1311	187		30	254	184,5	23480	1565
	20	75,4	54,7	1395	199		35	291	211,3	26020	1735
150	15	63,6	46,1	1467	196	350	30	302	218,7	38940	2225
	18	74,7	54,1	1656	221		35	346	251,1	43490	2485
	20	81,7	59,2	1767	230		40	390	282,5	47580	2719
175	15	75,4	54,7	2434	278	400	30	349	252,8	60070	3003
	20	97,4	70,6	2973	340		35	401	290,9	67450	3378
	25	118	85,4	3405	388		40	452	328,0	74190	3710
D	g	F		J	W	D	g	F		J	W

TABLICA XXXI.
Momenty bezwładności blach żelaznych

o grubości 10 mm $\left(J = \frac{1}{12} bh^3 = \frac{1}{12} h^3 \right)$

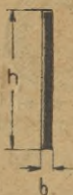


Fig. 451.

h cm	I cm ⁴	h cm	I cm ⁴	h cm	I cm ⁴
1	0,08	22	887,3	55	13865
2	0,67	24	1152	60	18000
3	2,25	25	1302	65	22885
4	5,33	26	1464	70	28580
5	10,42	28	1829	75	35160
6	18,00	30	2250	80	42670
7	28,58	32	2730	85	51180
8	42,67	34	3275	90	60750
9	60,75	35	3572	95	71450
10	83,33	36	3888	100	83330
11	110,9	38	4572	105	96470
12	144,0	40	5333	110	110920
13	183,1	42	6174	115	126740
14	228,7	44	7098	120	144000
15	281,3	45	7593		
16	341,3	46	8111		
17	409,4	48	9216		
18	486,0	50	10420		
19	571,6				
20	666,7				

TABLICA XXXII.

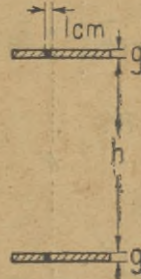
Momenty bezwładności dwu nakładek o szerokości $b = 1$ cm.

Fig. 452.

h	g										
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
20	221	270	321	374	429	485	554	604	667	731	798
25	338	412	488	567	647	730	816	903	993	1086	1181
30	481	584	691	800	911	1025	1142	1262	1385	1510	1638
35	648	786	927	1072	1220	1370	1524	1681	1841	2004	2171
40	841	1019	1200	1385	1573	1765	1961	2160	2362	2567	2778
45	1058	1281	1508	1732	1972	2210	2452	2698	2948	3202	3406
50	1301	1573	1850	2131	2416	2705	2999	3297	3600	3907	4218
55	1568	1895	2227	2564	2905	3250	3601	3956	4316	4681	5050
60	1861	2248	2639	3036	3438	3845	4258	4675	5097	5525	5958
65	2178	2630	3087	3549	4017	4490	4969	5454	5944	6439	6940
70	2521	3042	3569	4102	4641	5185	5736	6292	6855	7423	7998
75	2888	3484	4086	4695	5309	5930	6558	7191	7831	8478	9130
80	3281	3956	4639	5328	6023	6725	7434	8150	8873	9602	10338
85	3698	4459	5226	6000	6782	7570	8366	9160	9979	10796	11620
90	4141	4991	5848	6713	7585	8465	9353	10248	11150	12060	12978
95	4608	5553	6506	7460	8434	9410	10394	11386	12386	13394	14410
100	5101	6145	7198	8259	9328	10405	11491	12585	13688	14799	15918
105	5618	6767	7925	9092	10267	11450	12643	13844	15054	16273	17500
110	6161	7420	8687	9964	11250	12545	13850	15163	16485	17817	19158
115	6728	8102	9485	10877	12279	13690	15111	16542	17982	19431	20890
120	7321	8814	10317	11830	13353	14885	16428	17980	19543	21115	22698

TABLICA XXXIII.
Momenty wytrzymałości biachownic.

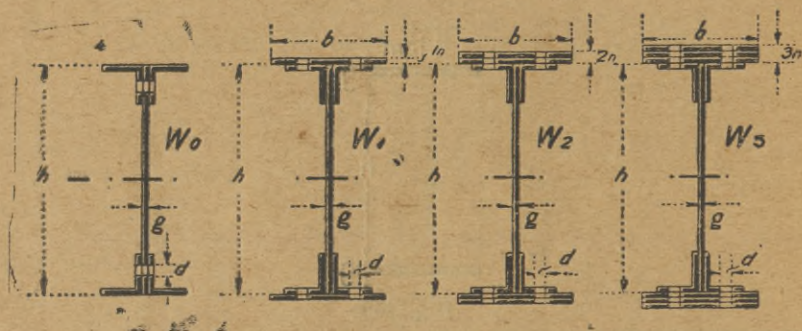


Fig. 453—456.

I.

Kątowniki mm	Nakładki mm	d mm	h cm	400	450	500	550	600	650	700	750	800
				10	10	10	10	10	10	10	10	10
70.70. 9	160 10	20	W ₀ =	891	1055	1220	1400	1580	1717	1975	2187	2400
			W ₁ =	1330	1562	1795	2042	2290	2555	2820	3100	3380
			W ₂ =	1780	2070	2360	2660	2960	3235	3610	3950	4290
70.70.11	160 10	20	W ₀ =	1020	1202	1385	1587	1790	2005	2220	2455	2690
			W ₁ =	1450	1700	1950	2215	2480	2767	3055	3357	3660
			W ₂ =	1890	2195	2500	2825	3150	3490	3830	4185	4540
75.75. 8	180 10	20	W ₀ =	868	1029	1190	1370	1550	1745	1940	2150	2360
			W ₁ =	1400	1635	1870	2125	2380	2657	2935	3222	3510
			W ₂ =	1920	2227	2535	2827	3180	3522	3865	4217	4570
75.75.10	180 10	20	W ₀ =	1010	1192	1375	1577	1780	1995	2210	2445	2680
			W ₁ =	1520	1782	2045	2322	2600	2895	3190	3500	3810
			W ₂ =	2040	2352	2695	3042	3390	3750	4110	4490	4870
75.75.12	180 10	20	W ₀ =	1150	1352	1555	1777	2000	2237	2475	2732	2990
			W ₁ =	1650	1927	2206	2502	2800	3117	3435	3767	4100
			W ₂ =	2160	2507	2855	3217	3580	3965	4350	4750	5150
80.80. 8	180 10	20	W ₀ =	919	1089	1260	1445	1630	1832	2035	2255	2475
			W ₁ =	1440	1685	1930	2190	2450	2735	3020	3315	3610
			W ₂ =	1960	2272	2585	2917	3250	3597	3945	4307	4670
80.80.10	180 10	20	W ₀ =	1070	1265	1460	1670	1880	2107	2335	2577	2820
			W ₁ =	1570	1840	2110	2400	2690	2992	3295	3617	3940
			W ₂ =	2080	2422	2765	3117	3470	3842	4215	4602	4990
80.80.12	180 10	20	W ₀ =	1220	1485	1650	1885	2120	2370	2620	2885	3150
			W ₁ =	1710	2000	2290	2600	2910	3237	3565	3907	4250
			W ₂ =	2220	2575	2930	3305	3680	4077	4475	4887	5300
90.90. 9	200 10	20	W ₀ =	1100	1297	1495	1707	1920	2155	2390	2640	2890
			W ₁ =	1680	1962	2245	2547	2850	3170	3490	3825	4160
			W ₂ =	2270	2630	2990	3370	3750	4147	4545	4957	5370

Kątownicy mm	Nakładki mm	d mm	h g	400	450	500	550	600	650	700	750	700
				$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$	$\frac{10}{10}$
90.90.11	$\frac{200}{10}$	20	$W_0 =$	1270	1492	1715	1962	2210	2467	2725	3002	3280
			$W_1 =$	1830	2140	2450	2780	3110	3455	3800	4165	4530
			$W_2 =$	2420	2805	3190	3595	4000	4425	4850	5290	5730
90.90.13	$\frac{200}{12}$	23	$W_0 =$	1410	1655	1900	2165	2430	2712	2995	3292	3591
			$W_1 =$	2030	2375	2720	3085	3450	3830	4210	4610	5010
			$W_2 =$	2710	3142	3575	4022	4470	4942	5415	5902	6390
100.100.10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	1270	1497	1725	1967	2210	2472	2735	3012	3290
			$W_1 =$	1880	2200	2520	2855	3190	3547	3905	4282	4660
			$W_2 =$	2530	2927	3325	3747	4170	4610	5050	5510	5970
100.100.12	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1460	1712	1965	2237	2510	2805	3100	3410	3720
			$W_1 =$	2170	2535	2900	3285	3670	4072	4475	4897	5320
			$W_2 =$	2940	3405	3870	4350	4830	5337	5845	6367	6890
100.100.14	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1630	1915	2200	2505	2810	3132	3455	3792	4130
			$W_1 =$	2320	2712	3105	3522	3940	4372	4805	5257	5710
			$W_2 =$	3090	3580	4070	4585	5100	5630	6160	6710	7260

II.

Kątownicy mm	Nakładki mm	d mm	h g	900	1000	1200
				$\frac{12}{12}$	$\frac{12}{12}$	$\frac{12}{12}$
100.100.10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	4120	4810	6300
			$W_1 =$	5700	6580	8470
			$W_2 =$	7180	8230	10450
			$W_3 =$	8670	9890	12440
100.100.12	$\frac{250}{10}$	23	$W_0 =$	4610	5360	6970
			$W_1 =$	6440	7410	9470
			$W_2 =$	8180	9350	11810
			$W_3 =$	9920	11290	14150
100.100.14	$\frac{250}{12}$	26	$W_0 =$	5000	5790	7500
			$W_1 =$	7090	8150	10380
			$W_2 =$	9110	10400	13090
			$W_3 =$	11140	12650	15810
120.120.11	$\frac{300}{10}$	23	$W_0 =$	4970	5770	7490
			$W_1 =$	7260	8330	10610
			$W_2 =$	9440	10760	13540
			$W_3 =$	11630	13200	16470
120.120.13	$\frac{300}{12}$	26	$W_0 =$	5490	6360	8210
			$W_1 =$	8120	9310	11800
			$W_2 =$	10670	12140	15220
			$W_3 =$	13220	14900	18650
120.120.15	$\frac{300}{14}$	26	$W_0 =$	6060	7000	9000
			$W_1 =$	9080	10380	13130
			$W_2 =$	12030	13680	17100
			$W_3 =$	15010	16990	21090

TABLICA XXXIV.
Blachownice skrzynkowe.

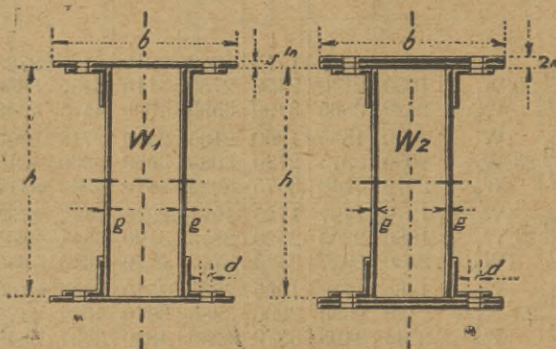


Fig. 457—458.

Kątowniki	Nakładka	Średnica łutu d	h g	300	400	500	600	700
				10	10	10	10	10
80 × 80 × 10	300	20	W ₁ =	1580	2310	3110	3990	4930
	10		W ₂ =	2320	3300	4350	5470	6670
	400	20	W ₁ =	1880	2710	3610	4590	5630
	10		W ₂ =	2920	4100	5350	6680	8070
90 × 90 × 11	300	20	W ₁ =	1690	2480	3350	4290	5300
	10		W ₂ =	2420	3460	4580	5750	7020
	400	20	W ₁ =	1990	2880	3850	4880	6000
	10		W ₂ =	3030	4270	5580	6960	8430
100 × 100 × 12	500	23	W ₁ =	2640	3760	4980	6270	7620
	12		W ₂ =	4220	5880	7620	9430	11320
	600	23	W ₁ =	3000	4250	5580	6980	8460
	12		W ₂ =	4950	6840	8820	10880	13000
120 × 120 × 13	500	23	W ₁ =	3090	4420	5830	7330	8900
	14		W ₂ =	4940	6870	8900	11010	13200
	600	23	W ₁ =	3510	4980	6530	8180	9880
	14		W ₂ =	5780	7990	10300	12700	15160

W₁ oznacza mom. wytrz. dla przekroju z jedną nakładką.

W₂ " " " " " z dwiema nakładkami.

TABLICA XXXV.

Promienie bezwładności przekrojów krzyżowych
złożonych z czterech kątowników.



Fig. 459.

Odstęp kątowników	6	8	10	12	14	16
$40 \times 40 \times$	4	1,90	1,98	2,06	—	—
	5	1,92	2,00	2,08	—	—
	6	1,94	2,02	2,10	—	—
$45 \times 45 \times$	5	2,12	2,20	2,27	—	—
	6	2,14	2,22	2,29	—	—
	7	2,16	2,24	2,31	—	—
$50 \times 50 \times$	5	2,32	2,39	2,47	—	—
	6	2,34	2,41	2,49	—	—
	7	2,36	2,43	2,51	—	—
$55 \times 55 \times$	6	2,54	2,61	2,69	—	—
	8	2,52	2,65	2,73	—	—
$60 \times 60 \times$	6	—	2,81	2,89	2,97	—
	7	—	2,83	2,91	2,99	—
	8	—	2,85	2,93	3,01	—
	10	—	2,89	2,97	3,05	—
$65 \times 65 \times$	6	—	3,01	3,09	3,16	—
	7	—	3,03	3,11	3,18	—
	8	—	3,05	3,13	3,20	—
	9	—	3,07	3,15	3,22	—
	10	—	3,09	3,17	3,24	—
$70 \times 70 \times$	7	—	3,23	3,31	3,38	—
	8	—	3,25	3,33	3,40	—

Odstęp kątowników	6	8	10	12	14	16	
70 × 70 ×	{ 10	—	3,29	3,36	3,44	—	—
	{ 11	—	3,31	3,38	3,46	—	—
75 × 75 ×	{ 7	—	3,43	3,51	3,58	—	—
	{ 8	—	3,45	3,53	3,60	—	—
	{ 10	—	3,49	3,56	3,64	—	—
	{ 11	—	3,50	3,58	3,66	—	—
80 × 80 ×	{ 8	—	3,65	3,72	3,80	—	—
	{ 10	—	3,69	3,76	3,84	—	—
	{ 12	—	3,72	3,80	3,88	—	—
90 × 90 ×	{ 9	—	—	4,14	4,22	4,29	—
	{ 11	—	—	4,18	4,26	4,33	—
	{ 13	—	—	4,22	4,29	4,37	—
100 × 100 ×	{ 10	—	—	4,56	4,64	4,71	—
	{ 12	—	—	4,60	4,67	4,75	—
	{ 14	—	—	4,64	4,71	4,79	—
110 × 110 ×	{ 10	—	—	4,97	5,04	5,11	—
	{ 12	—	—	5,00	5,07	5,15	—
	{ 14	—	—	5,04	5,11	5,19	—
120 × 120 ×	{ 10	—	—	5,37	5,44	5,51	—
	{ 12	—	—	5,40	5,48	5,55	—
	{ 13	—	—	5,42	5,49	5,57	—
	{ 15	—	—	5,45	5,53	5,60	—
130 × 130 ×	{ 12	—	—	—	5,88	5,95	6,03
	{ 14	—	—	—	5,91	5,99	6,06
	{ 16	—	—	—	5,95	6,02	6,10
140 × 140 ×	{ 12	—	—	—	6,28	6,35	6,43
	{ 13	—	—	—	6,30	6,37	6,44
	{ 15	—	—	—	6,33	6,41	6,48
	{ 17	—	—	—	6,37	6,44	6,52
150 × 150 ×	{ 14	—	—	—	6,72	6,79	6,86
	{ 16	—	—	—	6,75	6,82	6,90
	{ 18	—	—	—	6,79	6,86	6,94
160 × 160 ×	{ 14	—	—	—	7,12	7,19	7,27
	{ 15	—	—	—	7,14	7,21	7,28
	{ 17	—	—	—	7,17	7,24	7,32
	{ 19	—	—	—	7,21	7,28	7,35

TABLICA XXXVI.
Rozstawienie dwu ceowników 2 b
dla $I_x = I_y$



Fig. 460.

NP	Profile austrjackie	Profile niemieckie	NP	Profile austrjackie	Profile niemieckie
6	10	—	18	90	95
6 $\frac{1}{2}$	—	16	20	103	108
8	25	28	22	115	120
10	38	42	24	128	134
12	50	55	26	140	146
13	55	—	28	155	160
14	65	68	30	165	172
16	78	82			

TABLICA XXXVII.
Powierzchnia przekroju jednego kątownika
po opuszczeniu dziur na nity.



Fig. 461.

Wymiary	d	Przekrój netto F_0 cm ²	d	Przekrój netto F_0 cm ²	d	Przekrój netto F_0 cm ²
25 × 25 × {	3	1,23	—	—	—	—
	4	1,54				
30 × 30 × {	3	1,53	8	1,47	—	—
	4	2,00		1,92		
	5	2,45		2,35		
35 × 35 × {	4	2,32	10	2,24	—	—
	5	3,85		2,75		
	6	3,36		3,24		

W y m i a r y	d	Przekrój netto F_0 cm ²	d	Przekrój netto F_0 cm ²	d	Przekrój netto F_0 cm ²		
85 × 85 ×	12	20	16,56	22	24	16,08		
		13	17,81			17,55	17,29	
90 × 90 ×	9	20	13,59	22	24	13,23		
			10			15,00	14,80	14,60
			11			16,39	16,17	15,95
			12			17,76	17,52	17,28
			13			19,11	18,85	18,59
100 × 100 ×	9	20	15,39	22	24	15,03		
			10			17,00	16,80	16,60
			11			18,59	18,37	18,15
			12			20,16	19,92	19,68
			13			21,71	21,45	21,19
			14			23,24	22,96	22,68
110 × 110 ×	10	22	18,80	24	26	18,40		
			11			20,57	20,35	20,13
			12			22,32	22,08	21,84
			13			24,05	23,79	23,53
			14			25,76	25,48	25,20
120 × 120 ×	10	22	20,80	24	26	20,40		
			12			24,72	24,48	24,24
			13			26,65	26,39	26,13
			14			28,56	28,28	28,00
			15			30,45	30,15	29,85
130 × 130 ×	12	22	27,12	24	26	26,64		
			13			29,25	28,99	28,73
			14			31,36	31,08	30,80
			15			33,45	33,15	32,85
			16			35,52	35,20	34,88
140 × 140 ×	12	22	29,52	24	26	29,04		
			13			41,85	31,59	31,33
			14			34,16	33,88	33,50
			15			36,45	36,15	35,85
			16			38,72	38,40	38,08
150 × 150 ×	14	22	36,96	24	26	36,40		
			15			39,45	39,15	38,85
			16			41,92	41,60	41,28
			17			44,37	44,03	43,69
			18			46,80	46,44	46,08
160 × 160 ×	14	22	39,76	24	26	39,20		
			15			42,45	42,15	41,85
			16			45,12	44,80	44,48
			17			47,77	47,43	47,09
			18			50,40	50,04	49,68

TABLICA XXVIII.
Powierzchnia ceowników
po opuszczeniu dziur na nity w stopkach.



Fig. 462.

	Profile ąstrjackie				Profile niemieckie			
	d	$F_0 \text{cm}^2$	d	$F_0 \text{cm}^2$	d	$F_0 \text{cm}^2$	d	$F_0 \text{cm}^2$
3	—	—	—	—	6	4,62	8	4,34
4	—	—	—	—	6	5,37	8	5,09
5	—	—	—	—	8	6,00	10	5,72
6	10	7,22	12	7,10	—	—	—	—
6 $\frac{1}{2}$	—	—	—	—	8	7,88	10	7,59
8	13	9,48	14	9,30	10	9,5	13	9,0
10	13	12,30	14	12,11	10	11,9	13	11,4
12	14	15,54	16	15,12	13	14,7	16	14,2
13	16	16,87	18	16,45	—	—	—	—
14	16	18,52	18	18,09	13	17,9	16	17,3
16	16	22,64	18	22,16	16	20,8	20	20,0
18	18	26,18	20	35,68	16	24,6	20	23,8
20	18	30,96	20	30,42	16	28,7	20	27,8
22	20	35,04	22	34,48	20	32,6	23	31,9
24	20	40,50	22	39,90	20	37,1	23	36,3
26	22	45,13	24	44,51	20	42,7	23	41,9
28	22	51,26	24	50,60	20	47,4	23	46,5
30	22	57,11	24	56,43	23	51,5	26	50,6

TABLICA XXXIX.

Podziały nitów:

Kątowniki nierównoramienne Kątowniki równoramienne



Fig. 463.



Fig. 464 a i b.

Wymiar ramion	n_1	n_2
30 × 45	17	25
40 × 50	22	28
40 × 60	22	32
40 × 80	22	45
50 × 65	28	35
50 × 100	28	55
55 × 75	30	42
60 × 90	32	50
65 × 75	35	42
65 × 80	35	45
65 × 100	35	55
75 × 90	42	50
75 × 100	42	55

Wymiar ramion	n	n_1
35 × 35	20	—
40 × 40	22	—
45 × 45	25	—
50 × 50	28	—
55 × 55	30	—
60 × 60	32	—
65 × 65	35	—
70 × 70	37	—
75 × 75	42	—
80 × 80	45	—
90 × 90	50	—
100 × 100	55	—
110 × 110	45	25
120 × 120	50	30
130 × 130	50	40
140 × 140	55	45
150 × 150	55	55
160 × 160	60	55

TABLICA XL.
Tablica śrub.

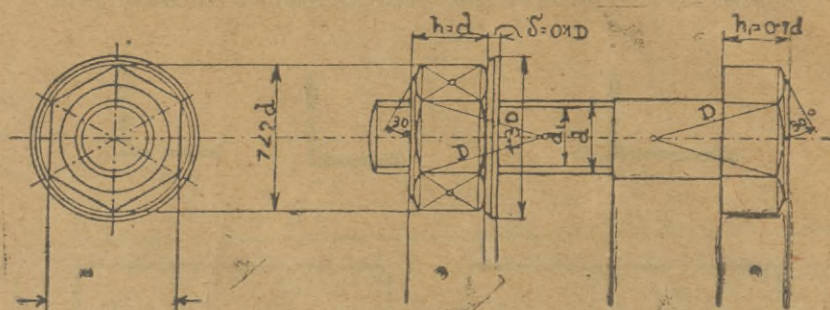


Fig. 465.

Zewnętrzna średnica śruby "d"	Sworzeń		Wysokość muty	Wysokość głowy	Rozwartość klucza	Wytrzymałość na rozciąganie		Średnica muty	
	Średnica d ₁	Przekrój F ₁				K _c = 600 K _c = 800			
						t	t		
cale ang.	mm	mm	cm ²	mm	mm	mm	t	t	cale ang.
1/4	6,35	4,72	0,175	6	4	13	0,105	0,140	1/4
5/16	7,94	6,13	0,295	8	6	16	0,177	0,236	5/16
3/8	9,52	7,49	0,441	10	7	19	0,265	0,353	3/8
7/16	11,11	8,79	0,607	11	8	21	0,364	0,486	7/16
1/2	12,70	9,99	0,784	13	9	23	0,470	0,627	1/2
5/8	15,87	12,92	1,311	16	11	27	0,787	1,049	5/8
3/4	19,05	15,80	1,961	19	13	33	1,177	1,569	3/4
7/8	22,22	18,61	2,720	22	15	36	1,632	2,176	7/8
1	25,40	21,33	3,573	25	18	40	2,144	2,858	1
1 1/8	28,57	23,93	4,498	29	20	45	2,699	3,598	1 1/8
1 1/4	31,75	27,10	5,768	32	22	50	3,461	4,614	1 1/4
1 3/8	34,92	29,50	6,835	35	24	54	4,101	5,468	1 3/8
1 1/2	38,10	32,68	8,388	38	27	58	5,033	6,710	1 1/2
1 5/8	41,27	34,77	9,495	41	29	63	5,697	7,596	1 5/8
1 3/4	44,45	37,94	11,31	44	32	67	6,79	9,05	1 3/4
1 7/8	47,62	40,40	12,82	48	34	72	7,69	10,26	1 7/8
2	50,80	43,57	14,91	51	36	76	8,95	11,93	2
2 1/4	57,15	49,02	18,87	57	40	85	11,32	15,10	2 1/4
2 1/2	63,50	55,37	24,08	64	45	94	14,45	19,26	2 1/2
2 3/4	69,85	60,55	28,80	70	49	103	17,28	23,04	2 3/4
3	76,20	66,90	35,15	76	53	112	21,09	28,12	3
3 1/4	82,55	72,57	41,36	83	58	121	24,82	33,09	3 1/4
3 1/2	88,90	78,92	48,92	89	62	130	29,35	39,14	3 1/2
3 3/4	95,25	84,40	55,95	95	67	138	33,57	44,76	3 3/4
4	101,60	90,75	64,68	102	71	147	38,81	51,74	4

TABLICA XLI
Tablica nitów.

Średnica d	Powierzchnia cm ²	Wytrzymałość nitu na ściananie przy naprężeniu dop.						Grubość ścianki mm	Wytrzymałość nitu na ciśnienie na ściankę dziury przy napr. dop.				
		kg/cm ²							kg/cm ²				
		600	700	800	900	1000	1100		1200	1400	1600	1800	2000
10	0,785	0,41	0,55	0,63	0,71	0,78	0,86	6	0,72	0,84	0,96	1,08	1,20
								7	0,84	0,98	1,12	1,26	1,40
								8	0,96	1,12	1,28	1,44	1,60
								9	1,08	1,26	1,44	1,62	1,80
								10	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
12	1,031	0,68	0,79	0,90	1,02	1,13	1,24	6	0,86	1,01	1,15	1,30	1,44
								7	1,01	1,18	1,34	1,51	1,68
								8	1,15	1,34	1,54	1,73	1,92
								9	1,30	1,51	1,73	1,94	2,15
								10	1,44	1,68	1,92	2,16	2,40
13	1,327	0,80	0,93	1,06	1,19	1,33	1,46	7	1,09	1,27	1,46	1,64	1,82
								8	1,25	1,46	1,66	1,87	2,08
								9	1,40	1,64	1,87	2,10	2,34
								10	1,56	1,82	2,08	2,34	2,60
								12	1,87	2,18	2,50	2,81	3,12
14	1,539	0,92	1,08	1,23	1,38	1,54	1,69	7	1,18	1,37	1,57	1,76	1,96
								8	1,34	1,57	1,79	2,02	2,24
								9	1,51	1,6	2,02	2,27	2,52
								10	1,68	1,96	2,24	2,52	2,80
								12	2,02	2,35	2,69	3,02	3,36
16	2,011	1,21	1,41	1,61	1,81	2,01	2,21	8	1,54	1,79	2,05	2,30	2,56
								9	1,73	2,02	2,30	2,59	2,88
								10	1,92	2,24	2,56	2,88	3,20
								12	2,30	2,69	3,07	3,46	3,84
								14	2,69	3,14	3,58	4,03	4,48
18	2,545	1,53	1,78	2,04	2,29	2,54	2,79	8	1,73	2,02	2,30	2,59	2,88
								9	1,94	2,29	2,59	2,92	3,24
								10	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60
								12	2,59	3,02	3,46	3,89	4,32
								14	3,02	3,53	4,03	4,54	5,04
20	3,142	1,88	2,20	2,51	2,83	3,14	3,45	9	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60
								10	2,40	2,80	3,20	3,60	4,00
								12	2,88	3,36	3,84	4,32	4,80
								14	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60
								16	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40
22	3,801	2,28	2,66	3,04	3,42	3,80	4,18	10	2,64	3,08	3,52	3,96	4,40
								12	3,17	3,70	4,22	4,75	5,28
								14	3,70	4,31	4,93	5,54	6,16
								16	4,22	4,93	5,63	6,34	7,04
								18	4,75	5,54	6,34	7,13	7,92
23	4,155	2,49	2,91	3,32	3,74	4,15	4,56	12	3,31	3,86	4,42	4,97	5,52
								14	3,86	4,51	5,15	5,80	6,44
								16	4,41	5,15	5,89	6,62	7,36
								18	4,97	5,80	6,62	7,45	8,28
								20	5,52	6,44	7,36	8,28	9,20

TABLICA XLII.
Spółczynniki zmniejszające na wyboczenie
 wedle przepisów Ministerstwa Robót Publicznych.

$\frac{l_w}{i}$	Żelazo zlewne	Żelazo spawane	Żeliwo	Drzewo
5	0,88	0,94	0,90	—
10	0,85	0,93	0,83	0,98
15	0,83	0,90	0,76	0,94
20	0,81	0,88	0,70	0,91
25	0,79	0,85	0,63	0,87
30	0,77	0,83	0,58	0,84
35	0,75	0,80	0,53	0,80
40	0,73	0,78	0,48	0,77
45	0,72	0,76	0,43	0,74
50	0,70	0,73	0,39	0,70
55	0,68	0,71	0,34	0,66
60	0,66	0,69	0,33	0,63
65	0,64	0,66	0,27	0,60
70	0,62	0,64	0,24	0,56
75	0,60	0,62	0,22	0,53
80	0,58	0,59	0,19	0,49
85	0,56	0,57	0,17	0,46
90	0,54	0,54	0,15	0,42
95	0,52	0,52	0,14	0,39
100	0,50	0,50	0,12	0,35
105	0,48	0,47	0,11	0,32
110	0,46	0,45	0,10	0,29
115	0,42	0,43	—	0,27
120	0,39	0,39	—	0,25
125	0,36	0,36	—	0,22
130	0,33	0,33	—	0,21
135	0,31	0,31	—	0,19
140	0,29	0,29	—	0,18
145	0,27	0,27	—	0,17
150	0,25	0,25	—	0,16
160	0,22	0,22	—	0,14
170	0,19	0,19	—	0,12
180	0,17	0,17	—	0,11
190	0,15	0,16	—	0,10
200	0,14	0,14	—	0,09

OMYŁKI DRUKU

- Na str. 30 fig. 74 zamiast „c“ powinno być „e“.
 „ „ 30 „ 74 „ „e“ „ „ „c“.
 „ „ 40 trzeci wiersz od dołu zamiast $0,36 \sqrt{C}$ powinno być
 $0,036 \sqrt{C}$.
 „ „ 48 przed tablicą „śrub łączących“ powinno być:
 „Często używa się nast. schematu:“
 „ „ 51 wiersz czwarty od góry powinien brzmieć:

$$I_1 = \frac{1}{12} \left[(2b_1 + g_0) H^3 - 2c_1 h_1^3 - 2c_2 h_2^3 \right] - 2d(2c_2 + g_0) \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right)^2$$

- Na str. 74 wiersz 12 od dołu: należy skreślić: „(por. fig. 217)“.
 „ „ 76 „ 5 „ „ „ „ : „te“.
 „ „ 86 „ 5 „ „ „ zamiast $\cos \alpha \infty 1$
 powinno być $\cos \alpha \curvearrowright 1$
 „ „ 91 „ 4 od dołu zamiast „w razie, gdy na płatwi
 leży z nast. tabliczki“ powinno być „z nast. tabliczki : W razie gdy
 na płatwi leży“:
 Na str. 96 należy dodać uwagę: „Fig. 283 jest przekrojem a b
 fig. 282“.
 Na str. 100 wiersz 10 od góry zamiast „przykład“ powinno być
 „przegub“.
 Na str. 134 rysunek 404 należy opuścić.
 „ „ 144 wiersz 3 od dołu ma być fig. 415 a
 „ „ 184 „ 17 od góry zamiast „ciśnienie na ściankę
 dziury“ ma być „ściananie“.



POLITECHNIKA KRAKOWSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

28466

Kdn. Zam. 480/55 20.000

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000231519