c) k o r y t o w e, 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.

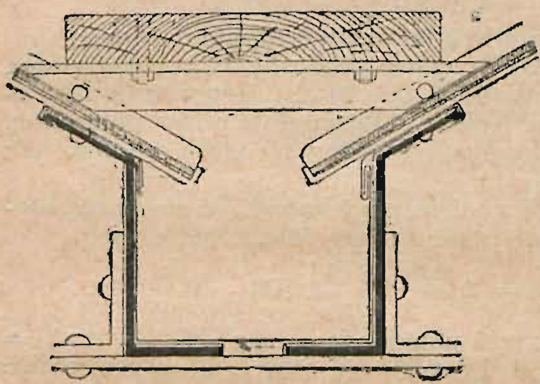


Fig. 402.

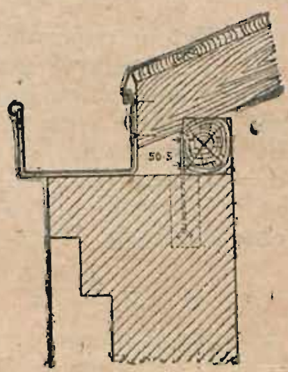


Fig. 402 a.

Długość jednej rynny wynosi co najwyżej 15 m, tak, że rury spustowe odległe powinny być najwyżej o 30 m od siebie.

IX. PRZYKŁADY OBLICZEŃ

(UWAGA: Niektóre przykłady obliczone są wedle dawniej obowiązujących obciążeń i naprężeń, co wszędzie zaznaczono gwiazdką; nie zdołano ich bowiem podczas druku książki przeliczyć. Zasada obliczenia pozostaje oczywiście niezmieniona.)

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 $k_s = 600$ kg/cm^2; naprężenie dopuszczalne na ciśnienie na ściankę dziury $k_d = 1400$ 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 $d = 2{,}2$ cm wynosi powierzchnia $F = 3{,}80$ cm^2; na ścinanie wystarczyłby zatem ten przekrój. Ponieważ jednak trzpień narażony jest na zginanie wskutek mimośrodkowego działania siły, przeto zastosujemy $d = 30$ mm

Ciśnienie na ściankę dziury wynosi wtedy:

$$P = g\,d\,\sigma_d$$

$$\sigma_d = \frac{P}{g\,d} = \frac{2240}{1{,}2 \times 3{,}0} = 615\ \mathrm{kg/cm^2}.$$

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

$$P' = 2\,\frac{d^2\pi}{4}\,k_s = 2\,\frac{1{,}8^2 \times 3{,}14}{4}\,800 = 4060\ \mathrm{kg}.$$

Na ciśnienie przenieść może jeden nit siłę $P'' = d\,g\,k_d = 1{,}8 \times 1{,}2 \times 1600 = 3456$ kg, gdzie za g przyjęliśmy grubość

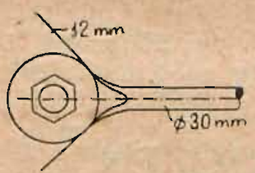


Fig. 403.

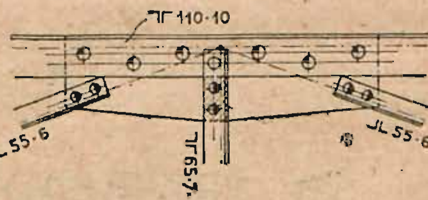


Fig. 404.

blachy węzłowej $g = 12$ mm. Musimy liczyć zatem na ciśnienie na ściankę dziury.

Trzy nity przenoszą siłę $3P'' = 3.3456 = 10368$ 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 obustronnemi przykładkami 200×9 (fig. 405).

Ze względu na ścinania 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:

$$n'' = \frac{P}{P''} = \frac{20000}{3460} = 5{,}8 = 6\ \text{nitów}.$$

Przyjmiemy oczywiście ilość większą, t. j. 6 nitów.

4*. Dźwigar I NP 20 należy przytwierdzić do dźwigara I NP 24 zapomocą nitów i kątowników 80 × 80 × 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 80×80×8. 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:

$$n = \frac{4500}{2300} \backsim 2 \text{ nity.}$$

Przyjmujemy 2 nity d = 18 mm.

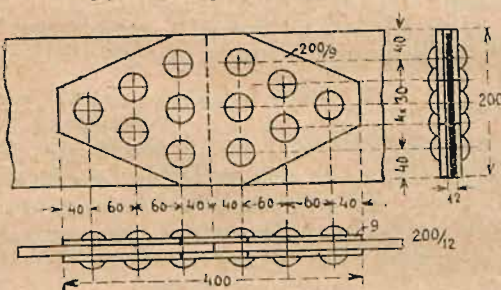


Fig. 405.

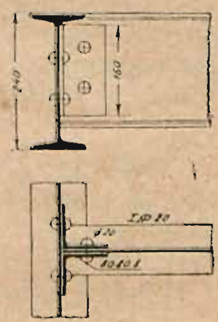


Fig. 406.

b) Nity, łączące kątownik 80×80×8 z dźwigarem I NP 24. Na ścinanie przenosi jeden nit (raz cięty) siłę 2030 kg; zatem potrzebna ilość nitów wynosi:

$$n = \frac{4500}{2300} = 2{,}2 \backsim 3$$

Przyjmiemy oczywiście 4 nity.

Na ciśnienie na ściankę dziury dla grubości ramienia kątownika 8 mm, otrzymamy j. w.

$$n = \frac{4500}{2300} \backsim 2$$

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 × 80 × 10; $k_1 = k_2$ = kątowniki 50×50×5. Blacha węzłowa ma grubość 10 mm. Wszystkie kątowniki w węźle 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.

$$n_1 = \frac{9580}{4060} = 2,1 \backsim 3 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{9580}{2880} = 3,3 \backsim 4 \text{ nity.}$$

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 ciętemi) do obu kątowników, otrzymujemy siłę przez nie przeniesioną:

na ściskanie $P' = 4 \times 2880 = 11520$ kg;
na ścinanie $P'' = 4 \times 2030 = 8120$ kg.

Uwzględniając siłę P" jako mniejszą, otrzymujemy konieczną ilość nitów dla przytwierdzenia pręta g_1 (na ciśnienie)

$$n' = \frac{9580-8120}{2880} = 0,5 \backsim 1 \text{ nit}$$

(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:

$$n_1 = \frac{3240}{2460} = 1,3 \backsim 2 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{3240}{2240} = 1,5 \backsim 2 \text{ nity.}$$

Pręt $k_2 = 4050$ kg. Na ścinanie dla $d = 14$ mm.

$$n_1 = \frac{4030}{1230} = 3{,}3 \backsim 4 \text{ nity.}$$

Na ściskanie na ściankę dziury:

$$n_2 = \frac{4030}{1120} = 3{,}9 \backsim 4 \text{ nity.}$$

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

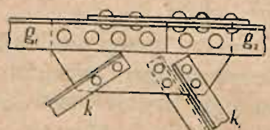


Fig. 407

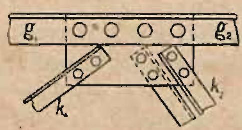


Fig. 408.

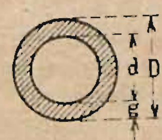


Fig. 409.

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 wskróś 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.

$$I = \frac{D^4\pi}{64} - \frac{d^4\pi}{64} = \frac{\pi}{64}(D^4 - d^4) = 1395 \text{ cm}^4$$

$$P = 10\,\frac{E\,I}{n\,l^2} = 10\,\frac{1{,}000000 \times 1395}{8 \times 500^2} = 6980 \text{ kg.}$$

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 kg/cm²).

$$F = \frac{11600}{500} = 23,2\ cm^2$$

Przyjmując przekrój kołowy pusty o zewnętrznej średnicy 18 cm, wewnętrznej 15 cm, otrzymujemy:

$$F_u = \frac{\pi}{4}(D^2 - d^2) = \frac{\pi}{4}(18^2 - 15^2) = 77,7\ cm^2.$$

Promień bezwładności $i = \frac{1}{4}\sqrt{18^2 + 15^2} = 5,86$ cm

$$\frac{l_w}{i} = \frac{300}{5,86} = 51 \quad \beta = 0,38 \quad F_p = \frac{23,2}{0,38} = 63,0\ cm^2.$$

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.
$$F_o = \frac{67200}{1200} = 56\ cm^2$$

Przyjmujemy cztery kątowniki 100×100×12 w odległości 12 mm od siebie o powierzchni użytecznej (po odtrąceniu dziur na nity) $F_u = 90,9 - 15,4 = 75,5$ cm². Moment bezwładności kątowników wynosi:

$$I = 4\,(204,7 + 22,72 \times 13,1^2) = 16414\ cm^4$$

$$i = \sqrt{\frac{16414}{90,9}} = 13,45\ cm \quad \frac{l_o}{i} = \frac{450}{13,45} = 33,4 \quad \beta = 0,71$$

$$F_p = \frac{F_o}{\beta} = \frac{56}{0,71} = 73,1\ cm^2,$$ 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 przenosząca się przez słup wynosi P = 80.850 kg, zaś ciśnienie dopuszczalne na cios k_c = 35 kg/cm² (fig. 410).

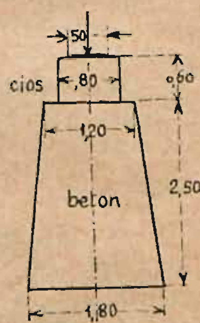


Fig. 410.

Otrzymamy wtedy powierzchnię płyty:

$$F = \frac{80850}{35} = 2310\ cm^2,$$

zatem jeden jej bok $a = \sqrt{2310} = 48,1$ cm, zamiast czego przyjmiemy a = 50 cm.

Przyjmując cios o wymiarach 80 × 80 × 60 cm, otrzymamy jego ciężar C = 0,8 × 0,8 × 0,6 × 2700 = 780 kg.

Fig. 411.

Zatem ciśnienie na fundament betonowy:

$$\sigma = \frac{80850 + 780}{80 \times 80} = 12{,}8\ \mathrm{kg/cm^2},$$ co jest ilością dopuszczalną.

11. Jak należy rozstawić dwa dźwigary I 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:

$$2 I_y = 2 I_x = 2\left(I'_y + F(e+b)^2\right),\ \text{a stąd: } b = \sqrt{\left(\frac{I_x - I_y}{F}\right)} - e$$

a zatem wedle tablic: $b = \sqrt{\left(\frac{4056 - 282}{46{,}5}\right)} - 2{,}38 = 6{,}35$ cm.

Zatem dźwigary należy rozsunąć o 2 b = 12,7 cm.

Przykłady do §§ 10—15.

12. Obliczyć dźwigary **A**, **B** i **C** stropu betonowego między dźwigarami żelaznemi (fig 412). Ciężar własny stropu g = 400 kg/m². Ciężar ruchomy p = 500 kg/m². Podciąg C dźwiga nadto ścianę pierwszego piętra o grubości 0,30 m, wysokości 3,80 m z cegły dziurawki (g = 1300 kg/m³).

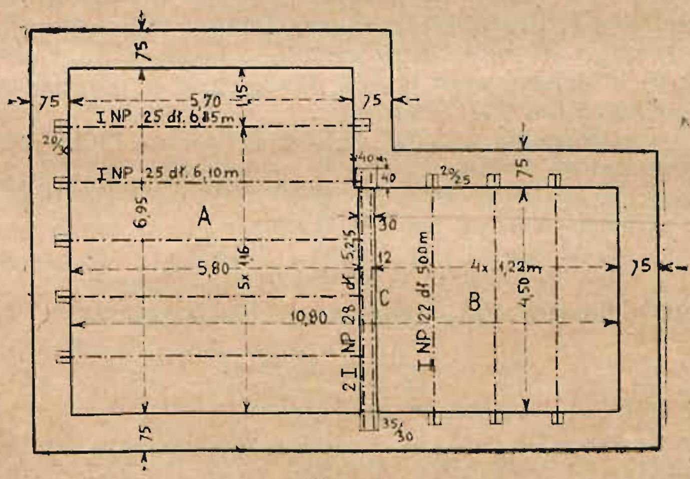


Fig. 412.

Obliczenie dźwigarów A.

Odległość murów w świetle l = 5,80 m

Odstęp dźwigarów a = 1,16 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 I NP 25 ($W = 397$ cm^3), wtedy największe naprężenie $\sigma = \frac{462100}{397} = 1164$ kg/cm^2.

Jeden z dźwigarów jest krótszy; zachowany jednak ten sam profil I NP 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
$M = {}^1/_8\ Z\ L = {}^1/_8\ 4940 \times 470 = 290300$ kgcm

$$W = \frac{290300}{1200} = 242\ \text{cm}^3.$$ Przyjęto I NP 21 ($W = 244$ 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 podciągu, narazie nieznany.

a) Ciężar ściany wynosi: $Z_a = 4{,}50 \times 0{,}30 \times 1300 = 6670$ kg, stąd moment w środku:

$$M_a = {}^1/_8\ Z_a\ L = {}^1/_8\ 6670 \times 470 = 392000\ \text{kgcm}.$$

b) Ciężar połowy pola B wynosi:

$$Z_b = 4{,}50 \times 0{,}61 \times 900 = 2470\ \text{kg},$$
$$M_b = {}^1/_8\ 2470 \times 470 = 145200\ \text{kgcm}.$$

c) Oddziaływania dźwigarów A wynoszą:

$$O_a = \frac{6060}{2} = 3030\ \text{kg}$$

a stąd oddziaływanie podciągu:

$$O_1 = \frac{1}{4{,}70}\Big[3030\ (3.1{,}16 + 0{,}10) + 3030\ (2.1{,}16 + 1{,}10) + 3030\ (1{,}16 + 0{,}10)\Big] = \frac{3030}{4{,}70}(3{,}58 + 2{,}42 + 1{,}26) = 3030\frac{7{,}26}{4{,}70} = 4680\ \text{kg}.$$

$$O_2 = 3.3030 - 4680 = 4410\ \text{kg}.$$

Momenty zginające wynoszą zatem:
Pod pierwszym ciężarem:

$M'_c = 4410 \times 1,26 = 552800$ kgcm.

Pod środkowym ciężarem:

$M''_c = 4410 \times 232 - 3030 \times 116 = 671640$ 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 $L = 4{\cdot}70$ 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 ($W = 2.543 = 1084$ cm³); ważą one $2.48 = 96$ kg/mb, zatem na długości 4,70 m wypada $4{,}70 \,.\, 96 = 450$ kg, do czego dodając 40 kg na usztywnienia, otrzymamy ciężar własny 490 kg.

Moment z powodu ciężaru własnego wynosi:

$$M_w = \tfrac{1}{8}\, 490 \,.\, 470 = 28800 \text{ kgcm}.$$

Zatem moment całkowity: $M + M_w = 1237640$ kgcm

co wymaga $W = \dfrac{1237640}{1200} = 1031$ cm³.

Zatrzymamy zatem dwa dźwigary I NP 28.

Obliczenie ciosów oporowych:

Dźwigary A.

Oddziaływania: $O_A = \dfrac{Z}{2} = 3030$ kg, zatem potrzebna

powierzchnia $F = \dfrac{O_A}{k} = \dfrac{3030}{7} = 433$ cm².

Przyjmujemy cios o wymiarach podstawy 20×25 cm, którego $F_p = 500$ cm².

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 20×25 cm ($F = 500$ cm²).

Podciąg C.

$$O_c = \frac{Z_a}{2} + \frac{Z_b}{2} + O_1 = 3335 + 1235 + 4680 = 9250 \text{ kg}$$

Z powodu ciężaru własnego dźwigara = 245 „

9495 kg

Oddziaływanie dźwigara A, który spoczywa na tym ciosie $O_A = 3030$ kg. Zatem całkowita siła, przeniesiona na cios podporowy, wynosi: $R = 9495 + 3030 = 12525$ kg. Ponieważ otrzymalibyśmy cios zbyt wielki, przeto narożnik wymurujemy na cemencie, wtedy

$$k = 10 \text{ kg/cm}^2, \text{ zatem } F_p = \frac{12525}{10} = 1252{\cdot}5 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto 40 × 40 cm ($F = 1600$ cm²).

Na drugiem łożysku wynosi oddziaływanie z uwzględnieniem ciężaru własnego dźwigara

$$O'_c = 3335 + 1235 + 4410 + 245 = 9225 \text{ kg}.$$

Murując również na cemencie otrzymamy:

$$F_p = \frac{9225}{10} = 922{\cdot}5 \text{ cm}^2.$$

Przyjęto 35 × 30 cm ($F = 1050$ cm²).

Długości rzeczywiste dźwigarów różnią się od teoretycznych o długość podparcia na ciosie; wynoszą one:

Dźwigary	A	I NP 25,	l = 6·10 m,	ilość	4
„	A_1	I NP 25,	l = 6·30 m,	„	1
„	B	I NP 21,	l = 5·00 m,	„	3
„	C	I NP 28,	l = 5·25 m,	„	2

13. Chodnik o długości $l = 2{,}60$ m, a szerokości $b = 1{,}40$ m wykonano na sklepieniu betonowem o strzałce $f = 15$ cm, wspierającem się na dźwigarach żelaznych. Obliczyć wymiary tego dźwigara, jeśli ciężar stały i ruchomy chodnika wynosi $z = 700$ kg/m² (fig 413).

Na dźwigar przenosi się ciężar pionowy:

$Z = \frac{1}{2}\, 1{,}40 \times 2{,}60 \times 700 = 2250$ kg; stąd moment pionowy:

$$M_v = \frac{1}{8}\, 2550 \,.\, 260 = 82880 \text{ kgcm.}$$

Parcie poziome na 1 mb wynosi:

$$H' = \frac{zb^2}{8f} = \frac{700 \,.\, 1{,}40^2}{8 \,.\, 0{,}15} = 1143 \text{ kg}$$

Zaś na całą długość dźwigara: H = 1143 . 2,60 = 2972 kg, a stąd moment poziomo zginający:

$$M_h = \frac{1}{8} Hl = \frac{1}{8} 2972 \,.\, 260 = 96590 \text{ kgcm.}$$

Musielibyśmy zatem zastosować dźwigar I NP 18 B, gdzie $W_x = 390$ cm³, $W_y = 119$ cm³

$$\sigma = \frac{82880}{390} + \frac{96590}{119} = 1024 \text{ kg cm}^2.$$

Zastosujemy jednak dla zmniejszenia parcia poziomego dwie kotwy z żelaza okrągłego w odstępie $\frac{2,60}{3} = 0,87$ m. Na dźwigar przenosi się wtedy parcie tylko z długości l' = 0,87 m, o wielkości H'' = 1143 . 0,87 = $\frac{1}{3}$ H = $\frac{2972}{3}$ = 991 kg. Wtedy

$$M_h = \frac{1}{8} 991 \,.\, 87 = 10780 \text{ kgcm.}$$

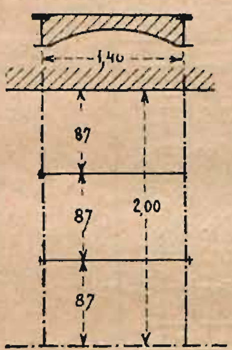


Fig 413.

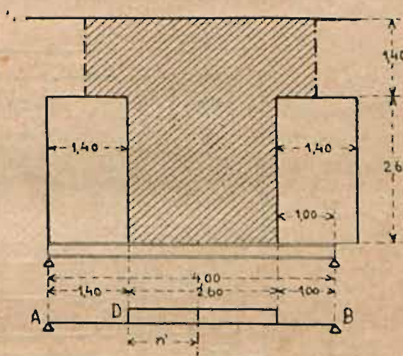


Fig. 414.

Użyjemy więc dźwigara I NP 18, dla którego

$$\sigma = \frac{82880}{161} + \frac{10780}{19,8} = 1059 \text{ kg/cm}^2.$$

Widać tu ogromną oszczędność materjału, gdyż I NP 18B waży 47,0 kg/mb, zaś I NP 18 tylko 21·9 kg/mb.

Kotwy muszą otrzymać przekrój

$$F = \frac{H''}{k} = \frac{991}{1000} = 0,9 \text{ cm}^2.$$

Przyjmiemy 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: $P = [(0{,}70 + 2{,}60 + 0{,}70)\ 4{,}00 - 2 \cdot 0{,}70 \cdot 2{,}60] \cdot 0{,}15 \cdot 1300 = 2410$ kg.

Oddziaływanie wynosi: $O_1 = 2410 \cdot \frac{(^1/_2\ 2{,}60 + 1{,}00)}{5{,}00} = \frac{210 \cdot 2{,}30}{5{,}00} = 1109 \infty 1110$ kg.

Odległość przekroju niebezpiecznego od punktu D wynosi*): $m' = \frac{O_1 a}{P} = \frac{1110 \cdot 2{,}60}{2410} = 1{,}20$ m

$$\text{najw. } M = O_1 (140 + m') - \frac{O_1 m'}{2} = O_1 \left(140 + m' - \frac{m'}{2}\right) =$$

$$= O_1 \left(140 + \frac{m'}{2}\right) = 110\ (140 + 60) = 222000 \text{ kgcm.}$$

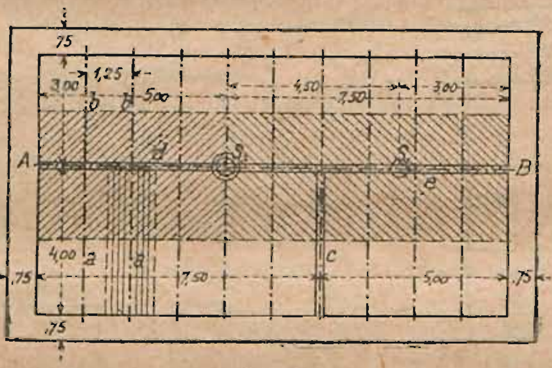


Fig. 415 a

Zatem przyjmujemy: $M_{max} = 22200$ kgcm

$$W = \frac{222000}{1200} = 185 \text{ cm}^3$$

profil przyjęty: I NP 19 mom. wytrz. $W = 196$ cm³
lub „ 14 B „ „ $W = 198$ cm³

15. Obliczyć strop betonowy między dźwigarami żelaznemi, na rzucie poziomym, podanym na rys. 414 a.

Na podciągu e spoczywa słup pierwszego piętra S_1 o ciężarze $S_1 = 10000$ 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 ścinkę gipsową 3,50 m wysoką o ciężarze 100 kg/m². Ciężar własny stropu wynosi 300 kg/m², ciężar ruchomy 250 kg/m².

D ź w i g a r y a.

Całkowite obciążenie wynosi:

$Z_a = l\,n\,z = 4{,}00 \times 1{,}25 \times 550 = 2750$ kg.

$M_a = \frac{1}{8} Z_a l = \frac{1}{8} . 2750 \times 400 = 137500$ kgcm.

$$W = \frac{137500}{1200} = 114{,}6 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 16 o momencie wytrz. $W = 117$ cm³.

D ź w i g a r y b.

$Z_b = l\,n\,z = 3{,}00 \times 1{,}25 \times 550 = \backsim 2060$ kg.

$M_b = {}^1/_8 Z_b l = \frac{1}{8} . 2060 \times 300 = 77300$ kgcm.

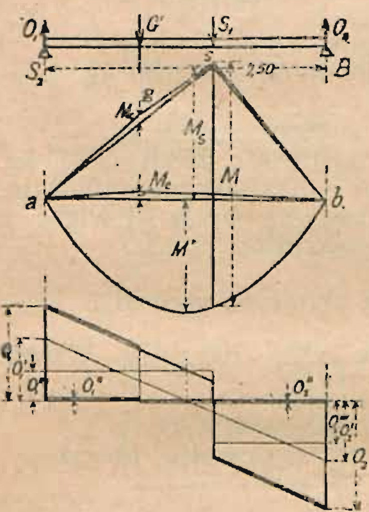


Fig. 415 b i 415 c.

$$W = \frac{77300}{1200} = 64{,}4 \text{ cm}^3$$

Profil przyjęty: I NP 13 o mom. wytrz. $W = 67{,}1$ cm³.

D ź w i g a r c.

Prócz ciężaru stropu o wielkości powyżej obliczonej Z_a przenosi się na ten dźwigar ciężar ścianki gipsowej o wielkości $G = 3{,}50 \times 400 \times 100 = 1400$ kg, wywołując moment $M_g = {}^1/_8 Gl = {}^1/_8\ 1400 \times 400 = 70000$ kgcm.

$Z = Z_a + G = 2750 + 1400 = 4150$ kg.

$M = M_a + M_g = 137500 + 70000 = 207500$ kgcm.

$$W = \frac{207500}{1200} = 173 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 19 o momencie wytrz. $W = 186$ cm³.

P o d c i ą g d = AS_2.

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 $\frac{4{,}00 + 3{,}00}{2} = 3{,}50$ m, a długości $l = 5{,}00$ m obciążenie:

$Z'_d = 3{,}50 \times 5{,}00 \times 550 = 9265 \backsim 9270$ kg.

Prócz tego na dźwigar ten przenosi się ciężar ścianki gipsowej o wielkości

$G_d = 3{,}50 \times 5{,}00 \times 100 = 1750$ kg.

Całkowity ciężar wynosi zatem

$Z_d = Z'_d + G_d = 9270 + 1750 = 11020$ kg.

A stąd $M_d = \frac{1}{8}\ 11020 \times 500 = 688750 \backsim 688800$ kgcm.

$$W = \frac{688800}{1200} = 574 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 29 o mom. wytrz. $W = 596$ cm^3.

Podciąg e $S_2 B$.

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:

$Z'_e = 3{,}50 \times 7{,}50 \times 5{,}50 = 13897 \backsim 13900$ kg.

2) Ciężar ścianki:

$Z''_e = 3{,}50 \times 7{,}50 \times 100 = 2625 \backsim 2630$ kg.

Oddziaływanie $O'_1 = O'_2 = \frac{1}{2}(13900 + 2630) = 8265$ kg.

$M' = \frac{1}{8}(13900 + 2630)\,750 = 1549700$ kgm $= 15{,}50$ tm.

3) Ciężar skupiony, przenoszący się przez dźwigar c z powodu obciążenia ścianką, ma wartość:

$G' = \frac{1}{2}G = 700$ kg.

Oddziaływanie powstające na słupie S_2 wynosi:

$O''_1 = \frac{5{,}00}{7{,}50} \times 700 = 466 \backsim 470$ kg $\quad O''_2 = 700 - 470 = 230$ kg.

Zatem moment zginający w punkcie C:

$M_c = 470 \times 250 = 117500$ kgm $= 1{,}18$ tm.

4) Oddziaływanie na słupie S_2 z powodu obciążenia słupem S_1 wynosi:

$O_1''' = \frac{3{,}00}{7{,}30} \times 10000 = 4000$ kg $\quad O_1''' = 10000 - 4000 = 6000$ kg.

A stąd moment zginający w punkcie S_1:

$M = 4000 \times 450 = 1800000$ kgcm $= 18$ 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 wykreśliliśmy linję sił poprzecznych i z wykresu momentów znaleźliśmy *max* $M = 33{,}25$ tm, dla którego potrzebny moment wytrzymałości wynosi: $W = \frac{3325000}{1200} = 2770$ cm^3.

Profil przyjęty: I NP 50 o mom. wytrz. W = 2750 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 . 0,15 = 8,30 m.

Obciążenie stropem: $g_1 = 1{,}0 \times 1{,}25 \times 9{,}00 = 1125$ kg/mb.

$G = 1125 . 8{,}3 = 9350$ kg.

$M_{max} = {}^1/_8\ Gl = {}^1/_8\ 9350 \times 830 = 971000$ kgcm.

$$W = \frac{971000}{1200} = 809 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 34 o mom. wytrz. W = 923 cm^3.

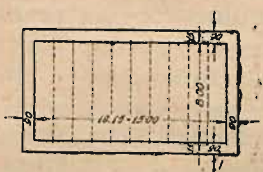


Fig. 417 a.

Fig. 417 b.

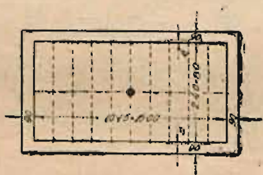
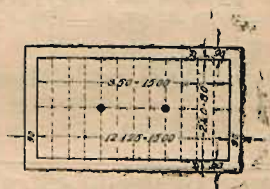


Fig. 417 c.



Fig, 417 d.

b) Odstęp dźwigarów 1,50 m.

$g_1 = 1{,}0 \times 1{,}5 \times 900 = 1350$ kg/mb.

$G_1 = 1350 \times 8{,}3 = 11220$ kg.

$M_{max} = {}^1/_8\ 11220 \times 830 = 1{,}164000$ kgcm.

$$W_p = \frac{1164000}{1200} = 970 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 36 o mom. wytrz. W = 1089 m^3.

Ugięcie dźwigarów wynosi: $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{gl^4}{EI}$.

Dla dźwigarów jak a):

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{11,25 \times 830^4}{2150000 \times 15695} = 2,04 \text{ cm} \backsim 2 \text{ cm};$$

Dla dźwigarów jak b):

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{13,5 \times 830^4}{2150000 \times 19605} = 1,98 \text{ cm} \backsim 2 \text{ cm}.$$

Alternatywa II. (fig. 417 b).

Odstęp dźwigarów drugorzędnych: $\frac{8,00}{5} = 1,60$ m.

Rozpiętość teoretyczna tychże: $\frac{15,30}{3} = 5,10$ m.

Obciążenie stropem: $1,0 \times 1,6 \times 900 = 1440$ kg/mb.

$G = 1440 \times 5,1 = 7350$ kg.

$M_{max} = {}^1/_8 \times 7350 \times 510 = 469000$ kgcm.

$$W_p = \frac{469000}{1200} = 391 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP 25 o momencie wytrzymałości $W = 397$ cm³.

Obliczenie podciągu (blachownica).

Rozpiętość teoretyczna: 8,30 m.

Na podciąg przenoszą się oddziaływania dźwigarów drugorzędnych, jako ciężary skupione o wielkości $P = 2 \times {}^1/_2\, gl = 1,44 \times 5,1 = 7,35$t $= 7350$ kg, oraz ciężar własny podciągu, przyjęty w przybliżeniu wedle wzoru:

$g = 70 + 15\,l = 70 + 15 \times 8,3 = 70 + 124,5 = 194,5$ kg $\backsim$ $\backsim$ 200 kg/mb.

Największe oddziaływania, siły poprzeczne i momenty:

$O_g = {}^1/_2\, ql = {}^1/_2\; 0,2 \times 8,3 = 0,83$ t.

$O_p = {}^1/_2\; \Sigma P = {}^1/_2\; 4 \times 7,35 = 14,70$ t.

Dla $x = 0$:

$T_g{}^0 = {}^1/_2\; G(l-2x) = 0,83$ t,

$T_p{}^0 = O_p = 14,70$ t.

Dla $x = 1,75$ m:

$T_g{}^1 = {}^1/_2 \times 0,2\; (8,30 - 2\,x\; 1,75) = 0,1 \times 4,8 = 0,48$ t.

$T_p{}^1 = 14,70 - 7,35 = 7,35$ t.

$M_g{}^1 = {}^1/_2\; q\, x\; (l - x) = {}^1/_2 \times 0,2 \times 1,75\; (8,30 - 1,75) = $ $= 0,175 \times 6,55 = 1,15$ tm.

$M_p{}^1 = 14,70 \times 1,75 = 25,70$ tm.

Dla $x = 3,35$ m:

$T_g{}^2 = {}^1/_2 \times 0,2\; (8{\cdot}30 - 2 \times 3{\cdot}35) = 0,1\; (8,30 - 6,70) = 0{\cdot}16$ t.

$T_p{}^2 = 14,70 - 2 \times 7,35 = 0,$

$M_g{}^2 = {}^1/_2 \times 0,2 \times 3,35\; (8,30 - 3,35) = 0,335 \times 4,95 = $ $= 1,66$ tm.

$M_p{}^2 = 14,70 \times 3,35 - 7,35 \times 1,6 = 49,2 - 11,76 = 37,44$ tm.

Dla $x = 4,15$ m:

$T_g{}^3 = T^3{}_p = 0,$

$M_g{}^3 = \frac{1}{8} \times 0,2 \times 8,3^2 = 1,72$ tm,

$M_p{}^3 = 14,70 \times 4,15 - 7,35\,(2,40 - 0,8) = 61,00 - 23,50 = 37,50$ 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 $W_0 = 1880$ cm³,

moment wytrzymałości profilu z jedną nakładką $W_1 = 2690$ cm³,

moment wytrzymałości profilu z dwiema nakładkami $W_2 = 3470$ cm³.

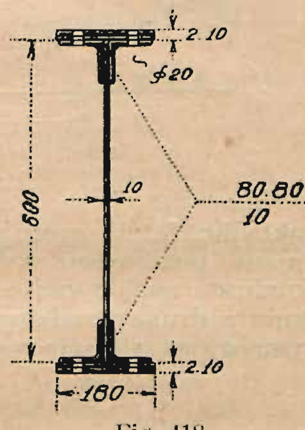


Fig. 418.

Wyznaczenie długości nakładek.

Dla wyznaczenia długości nakładek nanosimy na wykresie linji największych momentów równolegle do podstawy iloczyny Wk, obliczone dla przyjętego przekroju w szczególności:

W_0k dla przekroju bez nakładek tj. $1880 \times 1200 = 2255000$ kgcm
W_1k „ „ z jedną nakł. „ $2690 \times 1200 = 3230000$ „
W_2k „ „ z dwiema „ „ $3470 \times 1200 = 4165000$ „

Z wykresu otrzymujemy teoretyczne długości nakładek: 5400 i 3500 mm.

Potrzebna ilość nitów dla przytwierdzenia jednej nakładki wynosi:

$$n = \frac{4F}{d^2\pi} = \frac{4g(b-2d)}{d^2\pi} = \frac{4 \times 1,0\,(18 - 2\,.\,2)}{2^2 \times 3,14} = \frac{14}{3,14} = 4,5.$$

Przyjęto 6 nitów w trzech rzędach.

Z rysunku widać, że dla przyjętego odstępu nitów $a = 3\,d = 60$ mm należy obie nakładki przedłużyć poza linję teoretyczną, przyjętą za oś pierwszego rzędu nitów o długość $2\,d = 4$ 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 $^2/_6 = {}^1/_3$ części siły przenoszącej się przez całą

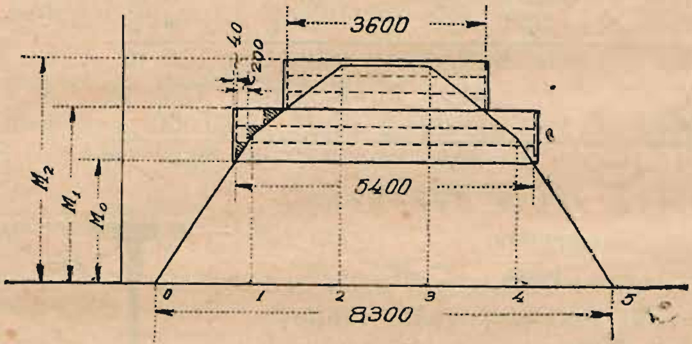


Fig. 419 a.

nakładkę. Jeżeli przeto podzielimy w wykresie 419 b nakładkę linjami poziomemi 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

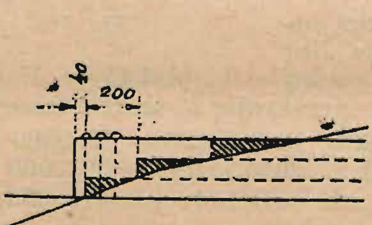


Fig. 419 b.

Fig. 420.

nitów mieszczą się nawet wszystkie przed stopniem drugim. Gdyby 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 odstępu 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), $S_1 = 18 \times 1{,}0 \times 30{,}5 + 16 \times 1{,}0 \times 29{,}5 + 2 \times 7 \times 25{,}5 - 2 \times 2 \times 2 \times 30 = 550 + 472 + 357 - 240 = 1379 - 240 = 1139$ cm³.

$$I_1 = W_1 \frac{h_1}{2} = 2690 \times 31 = 83400 \text{ cm}^4.$$

$$T_1 = 15530 \text{ kg}.$$

$$e_{min} = \frac{2{,}0 \times 1{,}0 \times 2000 \times 83400}{15530 \times 1139} = 18{,}9 \text{ cm}.$$

Obliczenie wzorem przybliżonym 26b: ($e_{min} = \frac{dg\,k_d\,h_m}{T} =$

$$= \frac{d \times g \times k_d \times \frac{h_1 + h_2}{2}}{T} = \frac{2{,}0 \times 1{,}0 \times 2000 \times \frac{60 + 44}{2}}{15530} =$$

$= \frac{4000 \times 52}{15530} = 13{,}4$ cm) daje wynik różny od poprzedniego, ale bezpieczniejszy. Wogóle polecić wzór przybliżony można tylko dla $h > \frac{l}{10}$.

Ponieważ wymiar obliczony przekracza dopuszczalny największy odstęp nitów: $e_{max} = 8\,d = 16$ cm — więc nity poziome rozmieszczamy w stałym odstępie około 16 cm; zaś nity pionowe w połowie tego odstępu.

Obliczenie styku ścianki podciągu.

Styk przypadł w odstępie 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 $x = 3{,}00$ m.

$M_g = {}^1/_2\, x\,(l - x) = {}^1/_2 \times 0{,}2 \times 3\,(8{,}3 - 3) = 0{,}1 \times 3 \times 5{,}3 = 1{,}59$ tm.

$M_p = 14{,}70 \times 3 - 7{,}35\,(3{,}00 - 1{,}60) = 14{,}7 \times 3 - 7{,}35 \times 1{,}4 = 44{,}10 - 10{,}30 = 33{,}80$ tm.

$M_{max} = M_g + M_p = 1{,}59 + 33{,}80 = 35{,}39$ 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:

$$I_{śc} = \frac{gh^3}{12} = \frac{1,0\,.\,60^3}{12} = 18,000\ cm^4.$$

Moment przenoszący się przez ściankę wynosi:

$$M_{śc} = M_{max}\,\frac{I_{śc}}{I_2} = 3539000 \times \frac{18000}{111,000} = 580,000\ kgcm.$$

Obustronne przykładki ($g = 8$ mm) są połączone ze ścianką z każdej strony styku 13-ma nitami $d = 20$ mm, rozmieszczonemi w dwu rzędach. Największa siła pozioma, wywołana momentem, przenoszonym przez ściankę, wynosi w skrajnym nicie:

$$N_{max} = M_{śc}\,\frac{f}{h_{max}}$$

$$h_{max} = 360\ mm$$

$$n = 13$$

$$f = \frac{6\,(n-1)}{n\,(2n-1)} = \frac{6 \times 12}{13 \times 25} = \frac{72}{325}$$

$$N_{max} = \frac{580000}{36} \times \frac{72}{325} = 3580\ kg.$$

Ciśnienie na ściankę dziury wynosi:

$$\frac{N_{max}}{d\,.\,g} = \frac{3580}{2\,.\,1} = 1790\ kg/cm^2.$$

Naprężenie na ścinanie wynosi:

$$\frac{N_{max}}{2\,.\,\frac{d^2\,\pi}{4}} = \frac{2.3580}{3,14 \times 2^2} = \frac{1790}{3,14} = 570\ kg/cm^2.$$

Wpływ siły poprzecznej uwzględnimy, przyjmując w przybliżeniu jednostajny jej rozkład na wszystkie nity z jednej strony styku.

$T_g = \frac{1}{2}\,g\,(l - 2\,x) = \frac{1}{2}\,0,2\,(8,3 - 2 \times 3) = 0,1\,.\,2,3 =$
$= 0,23$ t.

$T_p = 14,70 - 7,35 = 7,35$ t.

$T_{max} = T_g + T_p = 0,23 + 7,35 = 7,58$ t.

Siła przypadająca na jeden nit wynosi:

$$V = \frac{T_{max}}{n} = \frac{7,58}{13} = 0,58\ t.$$

Siła wypadkowa działająca na nit skrajny wynosi:

$R = \sqrt{N^2_{max} + V^2} = \sqrt{3,58^2 + 0,58^2} = \sqrt{12,82 + 0,33}$
$= \sqrt{13,15} = 3,62$ t, która jest prawie równa $N_{max} = 3,58$ t.

Wpływ siły poprzecznej w pobliżu środka możemy więc pominąć bez uszczerbku dla stałości konstrukcji.

A l t e r n a t y w a III (fig. 417 c).

Odstęp dźwigarów przyjęto: 1,5 m.
Rozpiętość teoretyczna dźwigara: 4,15 m.
Obciążenie stropem: $g = 1{,}5 \times 1{,}0 \times 900 = 1350$ kg/mb.
$G = 1350 \times 4{,}15 = 5600$ kg.
$M_{max} = \frac{1}{8} \times 5600 \times 4{,}15 = 290000$ kgcm.

$$W_P = \frac{290000}{1200} = 242 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 22 o momencie wytrzymałości $W = 278$ cm^3.

O b l i c z e n i e p o d c i ą g u.

Rozpiętość teoretyczna podciągu wynosi 7,50 + 0,15 = 7,65 m.
Na podciąg przenoszą się obustronnie oddziaływania dźwigarów, jako ciężary skupione $P = 2 \times \frac{1}{2}gl = 1{,}35 \times$

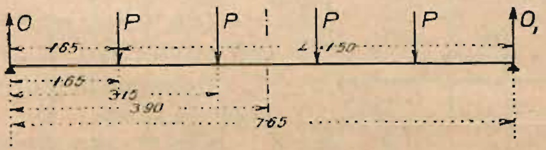


Fig. 421.

$\times\ 4{,}15 = 5{,}6$ t. Ciężar własny podciągu przyjmiemy j. w. $g = 70 + 15\,l = 70 + 15 \times 7{,}65 = 70 + 115 = 185$ kg/mb.
Obliczenie największych momentów:

$O_{1g} = \frac{1}{2}gl = \frac{1}{2} \times 0{,}185 \times 7{,}65 = 0{,}708$ 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: $O_{1g} + O_{1P} = 11{,}7$ t.
Momenty: dla $x = 1{,}65$ m

$M = 11{,}7 \times 1{,}65 - \frac{1}{2}\, 0{,}185\, (7{,}65 - 1{,}65) \times 1{,}65 = 19{,}30 - 0{,}91 = 18{,}39$ tm;
dla $x = 3{,}15$ m

$M = 11{,}7 \times 3{,}15 - 5{,}6 \times 1{,}5 - \frac{1}{2}\, 0{,}185 \times 3{,}15 \times (7{,}65 - 3{,}15) = 36{,}85 - 8{,}40 - 1{,}31 = 27{,}14$ tm;
dla $x = 3{,}90$ m

$M = 11{,}7 \times 3{,}9 - 5{,}6\,(2{,}25 + 0{,}75) - \frac{1}{2}\, 0{,}185\,(7{,}65 - 3{,}90) \times 3{,}90 = 45{,}60 - 16{,}80 - 1{,}35 = 27{,}45$ tm.

Obliczenie przekroju:

$M_{max} = 27,45$ tm $= 2745000$ kgcm.

$$W_{max} = \frac{2745000}{1200} = 2290 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I NP $47^1/_2$ o momencie wytrzymałości W = 2378 cm³ lub: 2 I NP 38 o momencie wytrzymałości W = 2528 cm³ lub też blachownica o odpowiednim momencie wytrzymałości.

A l t e r n a t y w a IV.

Przyjęto odstęp dźwigarów 1,25 m.

Rozpiętość teoretyczna wynosi: 4,15 m.

Obciążenie stropem: $g = 1,25 \times 1,0 \times 900 = 1125$ kg/mb.

$G = 1125 \times 4,15 = 4670$ kg.

$M_{max} = {}^1/_8 \times 4,67 \times 4,15 = 2,42$ tm.

$$W_{max} = \frac{242000}{1200} = 202 \text{ cm}^3.$$

Przyjęto profil: I Nr 20 o momencie wytrzymałości W = 214 cm³.

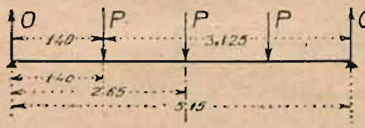


Fig. 422.

O b l i c z e n i e p o d c i ą g u (s k r a j n e g o).

Rozpiętość teoretyczna wynosi: 5,15 m.

Ciężar skupiony j. w. $P = 2 \times {}^1/_2 \times 1,125 \times 4,15 = 4,67$ t.

$$O = \frac{4,67}{5,15}(3 + 2 + 1) + 1,25 = 6,8 \text{ t.}$$

$M_{max} = 6,8 \times 2,65 - 4,67 \times 1,25 = 18,00 - 5,65 = 12,15$ tm.

$$W_{max} = \frac{1215000}{1200} = 1010 \text{ cm}^3.$$

Profil przyjęty: I Nr 36 o momencie wytrzymałości W = 1088 cm³ *).

Z alternatyw powyższych:

a l t e r n a t y w a p i e r w s z a nie nadaje się; wymaga bowiem długich i ciężkich dźwigarów;

a l t e r n a t y w a d r u g a jest wskazana, gdy dołem nie można dać słupów;

a l t e r n a t y w a t r z e c i a, względnie c z w a r t a, są odpowiednie, gdy strop może być dołem podparty na jednym względnie dwu słupach.

---

*) Podciąg środkowy mało się różni długością od skrajnego; przyjmiemy 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 kg/m², stropu 400 kg/m². Należałoby właściwie osobno obliczać belki nad oknem wystawy sklepowej, osobno nad drzwiami; ze względów

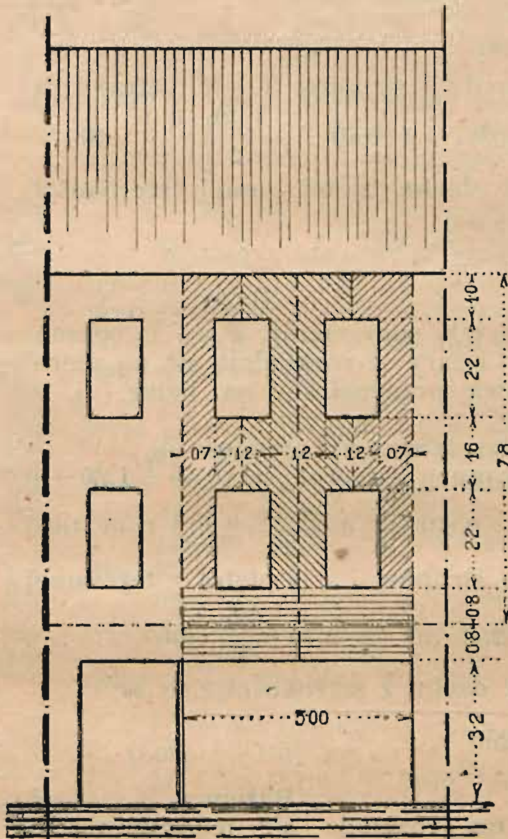


Fig. 423.

jednak konstrukcyjnych damy dźwigary te same, tak, że obliczenie przeprowadzimy tylko dla okna.

Działają tu następujące obciążenia całkowite:

a) ciężar muru poniżej okien pierwszego piętra:

$$5{,}0 \,.\, 1{,}6 \,.\, 0{,}45 \,.\, 1600 = 5760 \text{ kg}$$

b) ciężar stropu parteru: $\frac{6{,}0}{2} \,.\, 5{,}0 \,.\, 400 = 6000$ „

Razem . . . $P_1 = 11760$ 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 + $^1/_2$ 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 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 kg

c) ciężar dachu z tej samej szerokości:

$\left(0,70 + \frac{1,20}{2}\right)\frac{6,0}{2}\ 250$ . . . . = 980 kg

Razem . . . P_2 = 8760 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

$\left[2,40 \,.\, (7,80 - 0,80) - 4 \,.\, \frac{1,20}{2} \,.\, 2,20\right] . 0,45 \,.\, 1600 = 10020$ kg

b) ciężar stropów I i II piętra z tej samej szerokości = 2,40 m, $2 \,.\, 2,40 \cdot \frac{6,0}{2}\ 400$ . . . . = 5760 kg

c) ciężar dachu z szerokości 2,40 m:

$2,40 \times \frac{6,0}{2}\ 250$ . . . . = 1800 kg

Razem . . . P_3 = 17580 kg

Ciężar ten rozkłada się jednostajnie na szerokości b = 1,20 m.

Oddziaływanie dźwigarów okiennych jest równe (z powodu symetrycznego obciążenia) połowie wszystkich ciężarów: $O_1 = O_2 = {}^1/_2 (P_1 + 2 P_2 + P_3) = {}^1/_2 (P_1 + P_3) + P_2 =$ $= \frac{11760 + 17580}{2} + 8760 = 23430$ kg. (Oddziaływanie dla ciężarów P_2, P_3 i P_1 wynosi $O' = P_2 + \frac{P_3}{2} = 8760 + 8790 = 17550$ kg).

Z tego samego powodu największy moment występuje w środku belki: wynosi on:

a) dla ciężaru jednostajnie rozłożonego:

$M_1 = {}^1/_8\, P_1\, l = {}^1/_8\, 11760 \times 500 = 735000$ kgcm.

b) dla ciężarów częściowych:

$$M_2 = O' \frac{l}{2} - P_2 \frac{l-a}{2} - {}^1/_2\, P_3 \frac{b}{4} = 17550 \times 250 -$$

$- 8760 \times 215 - 8390 \times 30 = 2252400$ kgcm.

Zatem największy moment sumaryczny wynosi:

$M = M_1 + M_2 = 735000 + 2252400 = 2987400$ kgcm.

Potrzebny moment wytrzymałości:

$$W_p = \frac{2987400}{1200} = 2489{\cdot}5\ \text{cm}^3.$$

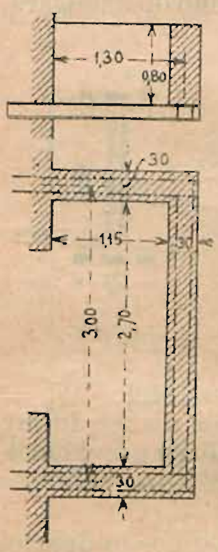


Fig. 424.

Możemy zastosować zatem 3 dwuteowniki, a to 2 I NP 34 (każdy o momencie wytrzymałości W = 923,0 cm³) i jeden I N P 30 (W = 653,0 cm³). Moment ich wytrzymałości wynosi więc:

$W = 2 \times 923{,}0 + 653{,}0 = 2499{,}0$ cm³, więc prawie dokładnie tyle, ile W_p.

18. Obliczyć konstrukcję żelazną balkonu. Obciążenie podłogi (stałe i ruchome) wynosi 600 kg/m². Balustradę stanowi mur o grubości 0,25 cm, wysokości 0,8 m (fig. 424).

a) Obliczenie dźwigara zewnętrznego. Jest on obciążony z szerokości $\frac{1{,}30}{2}$ m oraz murem.

$P = 3{,}0\ ({}^1/_2\ 1{,}30 \times 600 + 0{,}8 \times 0{,}25 \times \times 1600) = 2130$ kg.

$M = {}^1/_8\, P\, l = {}^1/_8\, 2130 \times 300 = 79875 = \backsim 79900$ kgcm.

Potrzebny moment wytrzymałości $W = \frac{79900}{1200} = 66{,}6\,\text{cm}^3$.

Przyjęto zatem 2 dźwigary I NP10 ($W = 2 \times 34{,}2 = 68{,}4\,\text{cm}^3$).

b) Obliczenie dźwigarów wmurowanych. Przenosi się na nie oddziaływanie dźwigara zewnętrznego oraz na całej długości ciężar muru.

$P_1 = {}^1/_2\ 2130 = 1065 \backsim 1070$ kg

$M_1 = 1070 \times 130 = 139100$ kg/cm

$$P_2 = 1,30 \times 0,8 \times 0,25 \times 1600 = \infty\ 420 \text{ kg}$$

$$M_2 = 420 \times \frac{130}{2} = 27300 \text{ kgcm.}$$

Zatem moment całkowity $M = M_1 + M_2 = 139100 + 27300 = 166.400$ kgcm.

Potrzebny moment wytrzymałości

$$W = \frac{166400}{1200} = 138,7 \text{ cm}^3.$$

Przyjmiemy 2 I NP 14 ($W = 2 \times 81,9 = 163,8$ 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

$I_1 = {}^1/_{12}\ 2 \,.\, 1,0 \,.\, 20^3 = 1333$ cm^4.

Moment bezwładności przykładek poziomych

$I_2 = {}^1/_{12}\ (13 - 2 \,.\, 1,6)\ (29^3 - 26^3) = 5554$ cm^4.

Całkowity moment bezwładności

$I = 1333 + 5554 = 6887$ cm^4.

Zatem moment wytrzymałości:

$$W = \frac{6887}{14,5} = 475 \text{ cm}^3.$$

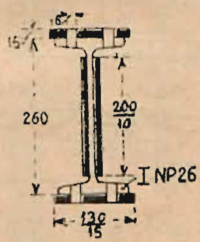


Fig. 425.

Dźwigar zaś posiada moment wytrzymałości: $W_1 = 493,6$ 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 $l = 8,00$ m, obciążonej ciężarem jednostajnie rozłożonym $g = 200$ kg/mb, jeżeli ugięcie nie może być większe niż $\frac{1}{500}$ długości.

Na zginanie otrzymamy: $G = 200 \times 8,0 = 1600$ kg

$M = {}^1/_8\ Gl = {}^1/_8\ 1600 \times 8,00 = 1600$ kgm

$$W_p = \frac{160000}{1200} = 133,4 \text{ cm}^3.$$

Moglibyśmy zatem użyć na zginanie dźwigara I NP 17 ($W = 137,0$ cm^3). Obliczmy jednak strzałkę ugięcia:

$$f = \frac{5}{384}\ \frac{g\,l^4}{E\,I} = \frac{5}{384}\ \frac{G\,l^3}{E\,I} = \frac{5}{384} \times \frac{1600 \times 800^3}{2,150,000 \times 1166} = 4,26 \text{ cm.}$$

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:

$$\frac{1}{500} l > \frac{5}{384} \times \frac{G l^3}{E I} \qquad I > \frac{5 \times 500}{384} \frac{G l^2}{E}$$

Ze względu na ugięcie musimy więc zastosować dźwigar I Nr 23 o momencie bezwładności $I = 3607$ cm^4.

Ujęcie będzie

$$f = \frac{5}{384} \frac{G l^3}{E I} = \frac{5}{384} \frac{1600 \times 800^3}{2150000 \times 3607} = 1{,}38 \text{ cm}.$$

Przykład do § 19.

21. Należy obliczyć konstrukcję schodów żelaznych o wymiarach podanych na rys. 426. Stopnie nasadzone, kryte drewnianemi sadzawkami. Obliczenie statyczne schodów redukuje się do obliczenia wymiarów dźwigarów: policzkowego 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/m^2 rzutu poziomego, to obciążeniem policzka jest $Z = {}^1/_2$ b l z, zaś największym momentem $M = {}^1/_8$ Z l $=$ ${}^1/_8$ b z l^2. Na dźwigar podestowy działają natomiast: a) oddziaływania dźwigarów policzkowych o wielkości ${}^1/_2$ Z, w odległości b od podpór, b) ciężar jednostajnie rozłożony, przenoszący się z połowy podestu o wielkości $Z' = {}^1/_2$ b' l' z'; moment zginający wynosi więc:

$$M_1 = {}^1/_2\, Z\, b + {}^1/_8\, Z'\, l' = {}^1/_2\, Z\, b + {}^1/_{16}\, b'\, l'\, z'^{**}).$$

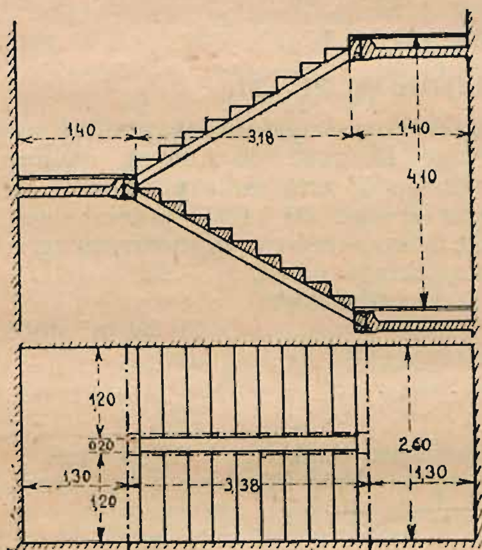


Fig. 426.

*) Podest inaczej zawratnica.

**) Właściwie oddziaływania ${}^1/_2$ Z działają zwykle nie w odległości b od podpór, ale w odległości nieco mniejszej z uwagi na to, że dźwigary policzkowe są nieco wsunięte pod stopnie; różnica jest jednak bardzo mała.

a) Obliczenie dźwigara policzkowego ($z = 650$ kg/m²):
$l = 3,18 + 0,10 + 0,10 = 3,38$ m $b = 1,20$ m, zatem
$Z = 0,60 \times 3,38 \times 650 = 1396 \backsim 1400$ kg
$M = {}^1/_8\ 1400 \times 3,38 = 62650$ kgcm

$$W_p = \frac{M}{k} = \frac{62650}{1200} = 52,4 \text{ cm}^3.$$

Przyjmiemy I NP 12 o momencie wytrzymałości $W = 54,7$ cm³.

b) Obliczenie dźwigara podestowego (z powodu ciężkiej konstrukcji podestu $z' = 700$ kg/m²).
${}^1/_2\,Z = {}^1/_2\ 1400 = 700$ kg $\quad Z' = {}^1/_2 \,.\, 1,40 \,.\, 2,60 \,.\, 700 = 2550$ kg.
$M = 700 \,.\, 120 + {}^1/_8\ 2550 \,.\, 260 = 84000 + 82880 = 166880$ kgcm

$$W_p = \frac{166880}{1200} = 139,0 \text{ cm}^3$$

Przyjęto I N P 17 ($W = 137$ cm³).

Przykłady do §§ 21—27.

22. Listwy żelazne (szyny kopalniane) podtrzymują świetlnię ze szkła drutowego. Długość ich 2,36 m, nachylenie do poziomu 21° 50', odstęp 55 cm. Należy obliczyć ich wymiary, przyjmując ciężar śniegu 50 kg/m² połaci dachu, zaś z wiatru uwzględniając tylko składową pionową 20 kg/m².

Na 1 m² połaci dachu przypada:

Ciężar własny pokrycia:	szkło drutowe 7 mm grube	20	kg/m² połaci
	listwy żelazne (przyjęto) . . .	10	„ „
Ciężar zmienny:	śnieg	50	„ „
	wiatr	20	„ „

Razem na 1 m² powierzchni dachu $g = 100$ kg/m².

Ciężar ten rozkłada się na dwie składowe: g_1 prostopadłą do połaci i g_2 równoległą do niej, przyczem:
$g_1 = 100\ \cos\ 21^0\ 50' = 100 \times 0,928 = 93$ kg/m²
$g_2 = 100\ \sin\ 21^0\ 50' = 100 \times 0,371 = 38$ kg/m².

Zatem ciężar całkowity, przypadający na jedną listew:
$G_1 = 2,36 \,.\, 0,55 \,.\, 93 = 120$ kg
$G_2 = 2,36 \,.\, 0,55 \,.\, 38 = 49$ kg.

Ciężar G_1 wygina listwę i wywołuje najwyższy moment
$M = {}^1/_8\ G_1\ l = {}^1/_8\ 120 \,.\, 2,36 = 3540$ kgcm.

Ciężar G_2 działa jako siła osiowa ciągnąca; przyjmując szynę kopalnianą 50/3,8 o powierzchni 4,85 cm², a momencie wytrzymałości $W = 5,8$ cm³, 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 wiązarów a = 5,40 m (fig. 427 i nast.):

Obciążenia pionowe na 1 m^2 dachu pochyłego:

Ciężar pokrycia, deskowanie i krokwi $g_1 = 40$ kg/m^2

Ciężar śniegu $s_1 = s \cos \alpha = 80 \cos 11^0 20' = 78,5 \sim 80$ „

Razem na 1 m^2 dachu pochyłego $g = 120$ kg/m^2

Parcie wiatru: $n = 150 \sin (\alpha + 10) = 150 \sin 21^0 20' = 55$ kg/m^2.

Obliczenie krokwi:

Odstęp krokwi wynosi (przy pięciu krokwiach pomiędzy wiązarami) $C = \frac{5,40}{5} = 1,08$ m.

Składowa obciążenia prostopadła do połaci $g_1 = g \cos \alpha = 120 \cos 11^0 20' = 117,6 \sim 120$ kg/m^2.

Składowa równoległa po połaci $g_2 = g \sin \alpha = 120 \times \sin 11^0 20' = \sim 24$ kg/m^2.

Sumaryczne obciążenie prostopadłe do połaci:

$g_1 + n = 120 + 55 = 175$ kg/m^2.

Całkowite obciążenie płatwi prostopadłe do połaci:

$G = 3,06 \times 1,08 \times 175 = 578,3 \sim 580$ kg.

Największy moment zginający: $M = \frac{1}{8} Gl = \frac{1}{8}\, 580 \times 3,06 = 22185 \sim 22200$ kgcm.

Całkowite obciążenie płatwi równoległe do połaci:

$G_2 = 3,06 \times 1,08 \times 24 = \sim 80$ kg.

Przyjmując przekrój krokwi 13 × 10 cm ($F = 130$ cm^2, $W = 282$ 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: $P_1 = 2 \times \frac{580}{2} = 580$ kg prostopadle do połaci dachu, oraz $P_2 = 2 \times \frac{80}{2} = 80$ kg równolegle do połaci.

Największy moment w środku równy jest momentowi w punkcie podparcia krokwi drugiej zrzędu od ciężara i wynosi:

$$M = O_1 \frac{a}{2} - P \times \frac{3}{2} c - P \times \frac{1}{2} c = 2P \times \frac{5}{2} c - P \frac{3}{2} c - P \frac{1}{2} c = 3Pc.$$

Zatem moment w płaszczyźnie prostopadłej do połaci wynosi:

$M_2 = 3\ P_2\ c = 3{,}80 \times 1{,}08 = 269$ kgm $= 26900$ kgcm.

Przyjmując dźwigar I N P 24, otrzymamy największe naprężenie:

$$\sigma = \frac{M}{W_1} + \frac{M_2}{W_2} = \frac{189000}{398 \times 7} + \frac{26900}{50{,}6} = 474 + 531 = 1005\ \mathrm{kg/cm^2}.$$

Obliczenie więzara głównego.

Obciążenie pionowe:

Pokrycie papą	40 kg/m²
Ciężar płatwi i ciężarów	30 „
Ciężar śniegu	80 „

Całkowite obciążenie pionowe: $g = 150\ \mathrm{kg/m^2}$ połaci.

Parcie wiatru j.w. $n = 55\ \mathrm{kg/m^2}$.

Ciężary węzłowe wynoszą zatem dla obciążenia pionowego: w węzłach II, III i IV: $P = c\,a\,g = 3{,}06 \,.\, 5{,}40 \,.\, 150 = 2480 \infty 2500$ kg,

w węźle I: $P_1 = \frac{1}{2} P = 1250$ kg.

Oddziaływanie więzara z powodu ciężaru pionowego wynoszą:

$$O_1 = O_2 = \frac{5\ P + 2\ P_1}{2} = \frac{5 \times 2500 + 2 \times 1250}{2} = 7500\ \mathrm{kg}.$$

Ciężary węzłowe dla parcia wiatru wynoszą:

w węzłach II i III: $W = 3{,}06 \times 5{,}40 \times 55 = 920$ kg,

w węzłach I i IV: $W_1 = \frac{1}{2} W = 460$ kg.

Oddziaływania dla parcia wiatru znaleźliśmy wykreślnie. Ponieważ punkt przecięcia oddziaływań wypada 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 m n p s względnie m' n' p' t oddziaływania wynoszą:

dla wiatru ze strony lewej $O_1' = 1960$ kg. $O_2' = 930$ kg

„ „ „ prawej $O_1'' = 750$ kg. $O_2'' = 2020$ 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:

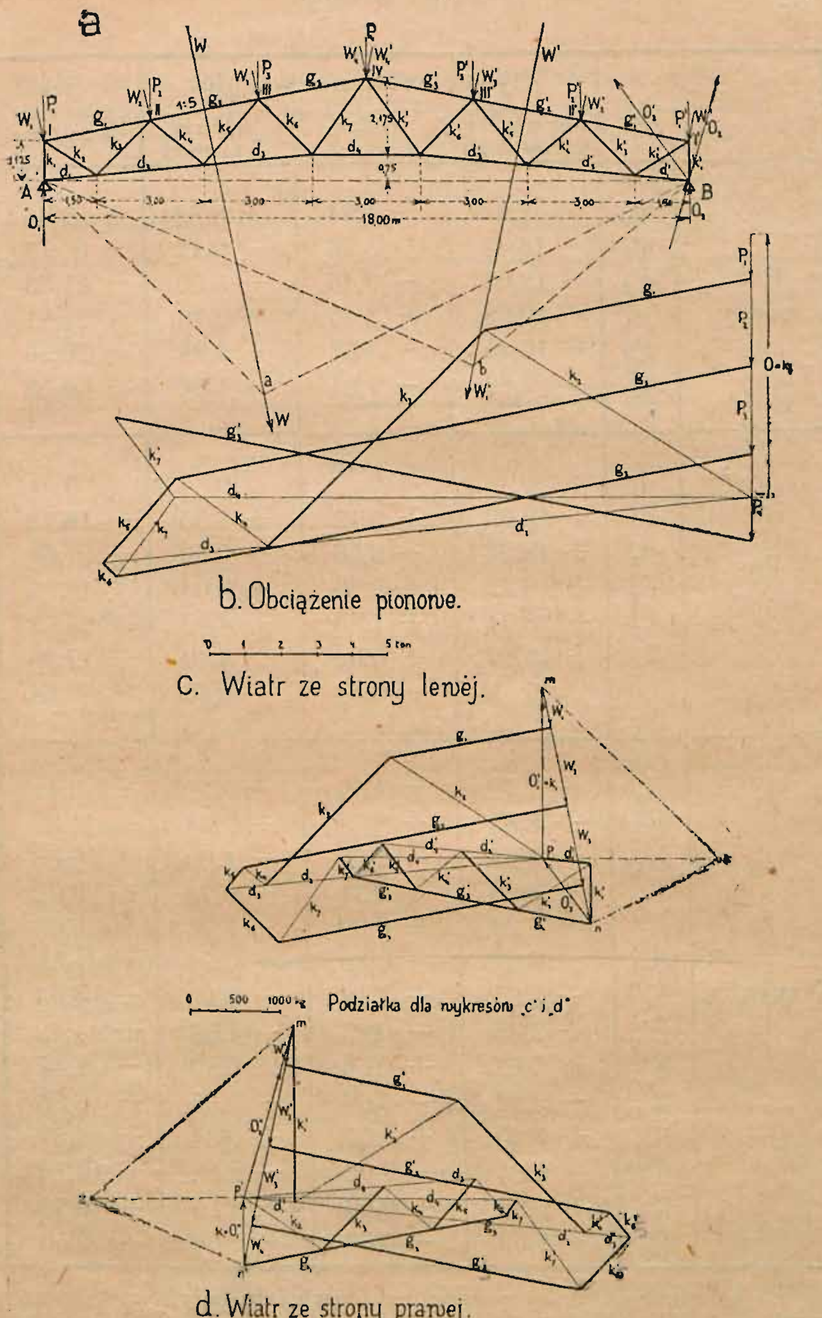

a
b. Obciążenie pionowe.
0 1 2 3 4 5 ton
c. Wiatr ze strony lewej.
0 500 1000 kg Podziałka dla wykresów „c” i „d”
d. Wiatr ze strony prawej.

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'	− 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 wiązara 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	$\frac{l_w}{i}$	φ	$\frac{F_0}{\varphi} = F_p$
	ton	cm²		cm²	cm²	cm²	mm	cm	cm			cm²
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	+ 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 × 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 × 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 × 40 . 40 . 4	6,1	1,2	4,19	2175	180	2,0	91	0,55	2,7
K_7	+ 4,43	4,4	┛┏ 2 × 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 o s i o w o, na co należy zwracać baczną uwagę. Przekroje złożone z jednego kątownika muszą być przymocowane mimoosiowo, co wywołuje w nich znaczne natężenia 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 linji 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/m², b) z obciążenia śniegiem 80 kg/m² i c) z pionowej składowej parcia wiatru o wielkości 50 kg/m² (tj. mniejszego o 5 kg/m² od parcia prostopadłego do połaci n = 55 kg/m² w przykł. 23.

Całkowite obciążenie wynosi wtedy g = 70 + 80 + 50 = = 200 kg/m². W przykł. 23. mieliśmy obciążenie pionowe o wielkości g = 150 kg/m, zatem obecnie ciężary węzłowe, a tem

*) Obliczone na różnicę sił: ($g_2 - g_1$), względnie ($d_2 - d_1$).

samem i siły wewnętrzne wzrosną w stosunku $\frac{200}{150} = \frac{4}{3}$; otrzymamy więc największe siły:

$g_1 = -7{,}62 \times \frac{4}{3} = -10{,}0$ t, $g_2 = -21{,}9$ t, $g_3 = -24{,}1$ t
$d_1 = 0$, $d_2 = +18{,}1$ t, $d_3 = +24{,}3$ t, $d_4 = +21{,}6$ t
$k_1 = -10{,}0$ t, $k_2 = +11{,}8$ t, $k_3 = -11{,}5$ t, $k_4 = +4{,}3$ t
$k_5 = -4{,}3$ t, $k_6 = -0{,}9$ t, $k_7 = +3{,}8$ t.

Z zestawienia tego wynika, że największe siły wewnętrzne obliczone w ten sposób są prawie zawsze n i e c o w i ę k s z e od największych sił obliczonych w przykładzie. Siły m n i e j s z e wystąpiły teraz tylko w prętach, przenoszących siły wogóle bardzo małe, a więc w takich, w których i tak dajemy nadmiar materjału. Jeżeli więc chodzi o p r z y b l i ż o n e obliczenie, to dla dachów małych i niezbyt stromych możemy używać tego sposobu obliczenia, które zresztą powoduje użycie większej ilości materjału.

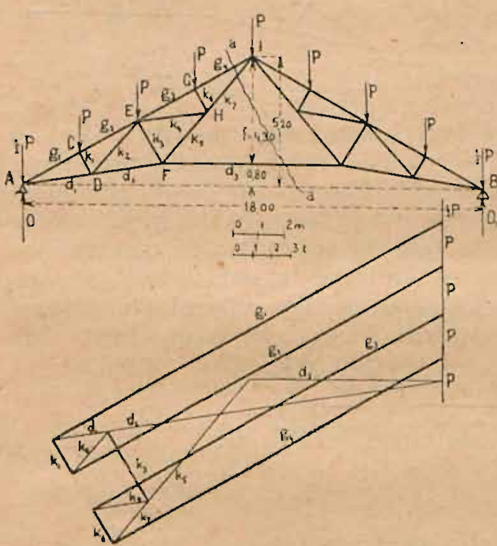


Fig. 431 — 432

25. Na wiązar przedstawiony na fig. 431 (t. zw. wiązar podwójny systemu Polonceau) działa obciążenie pionowe symetryczne $P = 2{,}4$ t w każdym węźle. Należy wyznaczyć siły wewnętrzne.

Znajdujemy k o l e j n o 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 zeru ze względu na dowolny punkt. Za punkt taki przyjmiemy wierzchołek I, gdyż przecinają się w nim dwa pręty przecięte g_1 i k_7. Moment sił zewnętrznych wynosi: $O_1 \times 9{,}00 - 4\,P \times 4{,}50 = 4\,P \times 4{,}50 = 18\,P = 43{,}2$ 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 wykreślnie 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 $R = 2\,P$ i siły w przeciętych prętach $g_3, k_1, k_5, k_7', g_1'$. Ale wypadkowa R' sił g_3, k_5, k_7', g_1' musi przechodzić przez wierzchołek, gdyż przez ten punkt przechodzą wszystkie te siły. Wypadkowa ta jednak musi zrównoważyć się z pozostałemi 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 $R = 2\,P$ na składowe w kierunku R' i k_1, otrzymamy wielkość tej ostatniej. Znając zaś k_1, możemy kolejno wyznaczać inne siły w prętach więzara.

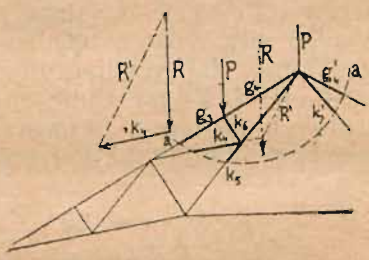


Fig. 433.

26*. Obliczyć dach wspornikowy zawieszony kryty blachą falistą (fig. 434—436). — Odstęp więzarów: 4·80 m. Nachylenie połaci dachu:

$$tg\ \alpha = \frac{190}{500} = 0{,}38, \text{ zatem } \alpha = 20^0\ 50',$$

$$sin\ \alpha = 0{,}35,$$

$$cos\ \alpha = 0{,}93.$$

Obliczenie geometryczne długości prętów:

$$d_1 = d_2 = \frac{5000}{2} = 2500 \text{ mm},$$

$$g_1 = g_2 = \sqrt{1900^2 + 5000^2} = \sqrt{28610000} = 5349 \text{ mm},$$

$$g_1 = g_2 = a_2 = \frac{5349}{2} = 2674 \text{ mm},$$

$$a_1 = 1900 \text{ mm}, \qquad a_3 = \frac{1900}{2} = 950 \text{ mm*}).$$

*) 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/m² połaci
„ śniegu: 80 $\cos\alpha = 80 \times 0{\cdot}93$ . . . 75 „ „
Parcie wiatru: 150 $\sin(\alpha + 10) = 150 \, . \, 0{\cdot}51 =$
$=$ 76 okrągło . . . . 80 „ „

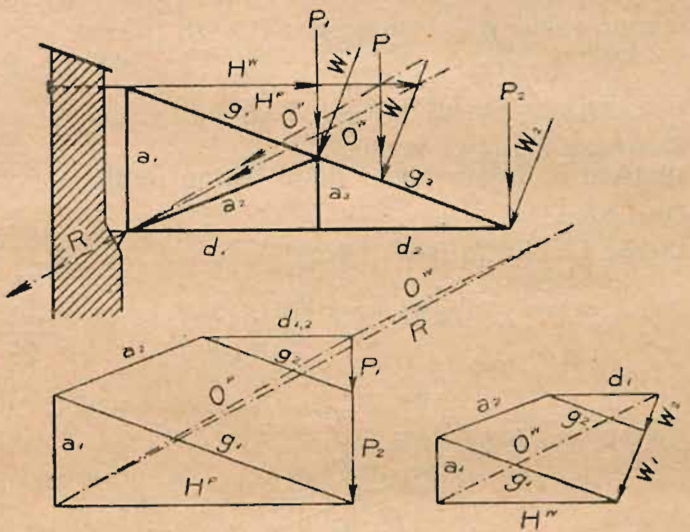


Fig. 434—436.

O b l i c z e n i e b l a c h y f a l i s t e j:

Rozpiętość = odstępowi węzłów okrągło 2680 mm.
Obciążenie pionowe:

Ciężar własny blachy przyjęto . . . . . 20 kg/m²
„ śniegu . . . . 75 „

Razem . . . 95 kg/m²

Obciążenie pionowe na 1 m szerokości blachy wynosi $g = 95 \times 2{\cdot}68 = 255$ kg.
Składowa prostopadła do połaci:

$G_1 = G \cos\alpha = 255 \times 0{\cdot}93 = 237$ kg/mb.

Składowa równoległa do połaci:

$G_2 = G \sin\alpha = 255 \times 0{\cdot}35 = 89$ kg/mb.

Parcie wiatru na 1 m szerokości połaci:

$N = 2{\cdot}68 \times 80 = 215$ kg/mb.

Całkowita siła prostopadła do połaci:
$G = N + G_1 = 215 + 237 \times 452$ 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: $b \times h \times d = 150 \times 60 \times 1$ mm.
o momencie wytrzymałości $W = 18{\cdot}2$ cm^3
o ciężarze $g = 10{\cdot}7$ kg/m^2.

O b l i c z e n i e p ł a t w i.

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 . . .	96 kg/m^2

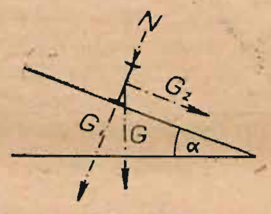


Fig. 437

Parcie wiatru: $W = 80$ kg/m^2.
Powierzchnia obciążenia: $4{\cdot}8 \times 2{\cdot}68 = 12{\cdot}9$ m^2.
Obciążenie pionowe $G = 12{\cdot}9 \times 95 = 122{\cdot}6$ kg.
„ „ $N = 12{\cdot}9 \times 80 = 1040$ „
Składowa prostopadła do połaci:
$G_1 = G \cos \alpha = 1226 \times 0{\cdot}93 = 1140$ kg.
Składowa równoległa do połaci:
$G_2 = G \sin \alpha = 1226 \times 0{\cdot}35 = 430$ kg.
Siła działająca w płaszczyźnie osi płatwi:
$G = G_1 + N = 1140 + 1040 = 2180$ 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 profitu I NP 23 wynosi:

Moment wytrzymałości dla osi poziomej $W_x = 314$ cm²

„ „ „ „ pionowej $W_y = 37·1$ „

Naprężenie $\sigma = \frac{M_1}{W_x} + \frac{M_2}{W_y} = \frac{130800}{314} + \frac{25800}{37·1} = 416 + 696 =$ $= 1112$ kg/cm², zatem mniejsze od dopuszczalnego.

Obliczenie więzarów głównych.

Obciążenie pionowe:

Ciężar blachy falistej . . . . . . 11 kg/m² połaci

„ śniegu . . . . 75 „ „

„ własny płatwi : $\frac{36·19}{2·68}$ . . 13·5 „ „

„ „ więzarów głównych przyjęto . . . . 10·0 „ „

109·5 kg/m² ∾ 110 kg/m².

Obciążenie wiatrem j. w. 80 kg/m².

Siły działające:

w węźle 2: siła P_1 (obciążenie pion.) oraz W_1 (parcie wiatru)

„ „ 3: „ $P_2 = \frac{P_1}{2}$ „ „ „ $W_2 = \frac{N_1}{2}$ „ „

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	Siły wewnętrzne z powodu: obc. pion.	Siły wewnętrzne z powodu: parcia wiatru	Największe siły wewnętrzne	F_0 cm²	Przekrój	F cm²	N cm²	F_n cm²	$l=l_w$*) mm	i cm	$\frac{l_w}{i}$	β	$F_p=\frac{F_0}{\beta}$	Nity (l) cm	Nity n
Pas górny	g_1	+ 4200	+ 2500	+ 6700	5·58	2 ┐┌ $\frac{45 \times 45}{5}$	8·60	1·20	7·4	2674	—	—	—	—	12	4
Pas górny	g_2	+ 2100	+ 1350	+ 3450	—	2 ┐┌ $\frac{45 \times 45}{5}$	**) Przyjęto bez obliczenia ze względów konstrukcyjnych przekrój obliczony dla g_1									2
Pas dolny	d_1, d_1	— 1950	— 1450	— 3400	2·83	2 ┘└ $\frac{60 \times 60}{6}$	13·82	1·92	11·90	2500	1·82	137	0·288	9·82	16	2
Krzyżulce	a_1	— 1500	— 900	— 2400	2·00	2 └┌ $\frac{45 \times 45}{5}$	8·60	1·20	7·4	1900	1·35	140	0·285	7·00	12	2
Krzyżulce	a_2	— 2100	— 1550	— 3650	3·04	2 └┌ $\frac{55 \times 55}{10}$	20·14	3·20	16·94	2700	1·62	167	0·188	16·2	16	2
Krzyżulce	a_3	—	—	—	—	2 └┌ $\frac{45 \times 45}{5}$	Przyjęto jako przekrój najmniejszy ze względów konstrukcyjnych dopuszczalny									—

*) Pomijając utwierdzenie prętów przy pomocy blach węzłowych, jako nie wystarczające, przyjęto w obliczeniu długość narażoną na wyboczenie (l_w) równą długości pręta (l).

**) 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 poprzedniem 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.

Siłę $H = +6200$ przenoszą kotwy na lice muru za pośrednictwem podkładki o wymiarze: $40 \times 20 = 800$ cm², więc ciśnienie na mur wynosi: $I = \frac{6200}{800} = 7{\cdot}75$ 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.