

DZIAŁ PIĘTNASTY.

STATYKA BUDOWLANA*) (ORAZ MOSTY ŻELAZNE).

I. CZĘŚĆ OGÓLNA.

A. Obliczenia statyczne.

1. Statycznie obliczać należy:

- a) wszystkie zeszkłady żelazne i żeliwne;
- b) zeszkłady drewniane większych rozpiętości i niezwyklego ustroju, dla których doświadczenie nie wyrobiło jeszcze prawideł;
- c) podłącza i sklepienia, ich opory i ściagi, podobnie jak pod b);
- d) murowane kolumny, filary, ściany, mury, kominy odosobnione i t. d., jeżeli ich przekroje są tak skąpe, że wymagają określenia naprężeń, powodowanych obciążeniami i wiatrem;
- e) zeszkłady żelazno-betonowe, o ile nie sprawdzono ich wytrzymałości przez obciążenia próbne;
- f) rozmiary podstaw posady (mianowicie posad niezwyklej, por. str. 149 i nast.), w celu możliwie równomiernego rozłożenia ciśnienia na grunt.

2. Kolejność obliczeń**). Dla mostów żelaznych oznaczamy najpierw wymiary pomostu, a mianowicie określając kolejno: chodniki z ich podporami, pokład pod jezdnią, podłużnice i poprzecznice; potem obliczamy dźwigary główne, wreszcie filary i ich posady.

Podobnie postępujemy i z budynkami, obliczając najpierw dach, następnie kolejno stropy, kolumny, ściany niezwykle obciążone, zeszkłady nad otworami drzwi i okien, podłącza i sklepienia, wraz z ich oporami; wreszcie ściagi, o ile ich już nie obliczono przy poszczególnych częściach budowli, w których się znachodzą. Zakończeniem bywa zazwyczaj obliczenie podstawy posad, albo też szczegółowe obliczenie całości posadowienia, jeśli ono jest ustroju niezwyklego, przyczem wypada uwzględnić właściwość i nośność gruntu uprzednio zbadanego.

*) M. Thullie, „Podręcznik statyki budowli“, Lwów 1886, nakł. autora. M. Thullie, „Podręcznik teorii mostów“, Lwów 1889, nakł. autora.

**) Rozporządzenie prusk. minister. robót publicznych z 1 maja 1903 — I D 3216: Vortschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau. Nakład W. Ernst i syn. Berlin.

Dla poszczególnych części budowli należy kolejno obliczać:

1. działające siły zewnętrzne, t. j. obciążenie całkowite, składające się z wagi własnej i obciążenia użytkowego, jako też, stosownie do okoliczności, i z sił pojawiających się skutkiem czynników atmosferycznych, jak wiatru i śniegu;

2. rachunkiem lub wykreślnie siły wewnętrzne, pojawiające się w częściach zeskładu, oraz ich rodzaj (ciągnięcie, ciśnienie, gięcie, wyboczenie i t. d.), a w sklepienia i w ich opory należy nadto wkreślić linie naporowe, t. j. wykresowe środków parę na spoiny, i zbadać stateczność ich ustroju;

3. przekroje poszczególnych części zeskładu;

4. rodzaj złączy między poszczególnymi częściami, ich grubości i rozkład nitów, śrub i t. d.

3. Dopiero po sprawdzeniu stateczności i wytrzymałości całego ustroju, przystępujemy do obliczania objętości i wag, będących podstawą kosztorysu, do którego, wrazie potrzeby, dołącza się i opis techniczny.

B. Obciążenia.

a. Wagi własne tworzyw (materiałów) budowlanych.

a) Podług przepisów, obowiązujących w Prusach.

Przepisy berlińskiej policji budowlanej, z d. 21 lutego 1887, i Wydziału budowlanego pruskiego ministerjum robót publicznych, z d. 16 maja 1890.

Tworzywo	kg/m ³	Tworzywo	kg/m ³
Ziemia, glina i piasek	1600	Asfalt	1500
Żwir	1800	Żużel i popiół z koksu	600
Mur z klinkierów, na zaprawie cementowej*)	1800	Gips lany	970
Mur z cegły pełnej	1600	Łupek	2700
Mur z cegły dziurkowanej	1000-1200 (B. p. b. 1300)	Szkoło	2600
Mur z cegły dziurowanej lub dętej	1300	Jedlina	600
Mur z dziurowanej cegły dziurkowanej	900 (B. p. b. 1100)	Sośnina	650
Mur z cegły pumeksowej	850	Dębina	800
Mur z wapienia	2600	Buczyna	750
Mur z piaskowca	2400	Żeliwo	7250**)
Mur z granitu lub marmuru	2700	Żelazo zlipne	7800**)
Beton, stosownie do materiału	1800-2200 (B. p. b. 2000)	Żelazo zlewne	7850**)
Beton z wkładkami żelaznymi (żelazo-beton)***)	2400	Stal zlewna i stal walcowana	7860**)
Ślupień (bazalt)	3200	Ołów	11420
		Spiż (bronz)	8600
		Miedź	8900
		Cynk lany	6860
		Cynk walcowany	7200

*) Nie objęte przepisami urzędowymi.

***) Zaczepnięto z „Warunków szczegółowych na wykonanie dostawy i ustawianie większych zeskładów żelaznych“, a pruskie minist. robót publ. zatwierdziło (25 listopada 1891) to wagi.

****) Podług rozporządzenia pruskiego, ministra robót publ. z 16. 4. 1904 — III B 2786 (Zeits. d. Bauv. 1904, str. 253 i n.)

β) Podług prawideł Towarzystwa austriackich inżynierów i budowniczych*).

Tworzywo	kg/m ³	Tworzywo	kg/m ³
Dębina	800	Żużel ziarnowany (wielkopiec.) . . .	850
Buczyna	750	Popiół z węgla ka- miennoego.	750
Drzewo modrzewiowe	650	Zaprawa wapienna, wyschnięta	1520
Sośnina	600	Zaprawa cementowa (portl. lub rom.) .	1700
Jedlina	550	Asfalt lany (ze żwir- kiem)	2100
Świerczyna	500	Asfalt stłaczany . .	2040
Żelazo żlipne	7800	„Terazzo“ (posadzka z tłucznią marmur.)	2200
„ zlewne	7850	Beton żużlowo-gipso- wy	1250
Surówka żelazna i żeliwo.	7300	Płyty gipsowe	1000
Ołów	11400	Beton ze żużla na zapr. cement. . . .	1000-1300
Miedź	8900	Szkło	2600
Cynk	7200	Ziemia nasypowa . .	1350-1500
Mur z cegły pełnej z wyprawą	1500-1700	Korkowiec	330
Mur z cegły pustej z wyprawą	1140-1350	Trocinowiec (ksyło- lit)	1400
Mur z klinkierów z wyprawą	1920-2000	Płyty kamionkowe (na posadzki)	2300
Mur z kamienia łom. z wyprawą	1900-2500	Gлина	1500-1800
Mur z ciosów z wy- prawą	2000-2700	Miał torfowy	200-400
Beton na zaprawie cementowej	1900-2500		
Gruz budowlany . . .	1400		
Piasek mularski . . .	1400		

b. Wagi własne i obciążenia w budynkach.

I. Przepisy Wydziału budowlanego
prusk. minist. robót publ.

z d. 16 maja 1890.

Uwaga. Co poniżej podano drobnym drukiem [i w nawiasach prostokątnych], nie
jest objęte tymi przepisami.

1. Stropy.

a) Wagi własne stropów.

Stropy o belkach drewnianych	kg/m ²	Stropy o belkach drewnianych	kg/m ²
Odstępy belek od osi do osi 1,0 m, przekrój belek 24 × 26 cm.			
Belkowanie z powalą, o po- lepie (warstwa gliny po		odliczeniu żerdzi) 10 cm grubej	230

*) Zeltschr. d. Vereins. d. oster. Ing. u. Arch. 1902, dodatek do № 8.

Stropy o belkach drewnianych	kg/m ²	Stropy o belkach drewnianych	kg/m ²
Belkowanie tylko z podłogą, 3,5 cm grubą . . .	70	polepa gliniana, grubości 5 do 7 cm	310
Belkowanie, na niem podłoga z desek, 3 cm grubych na zakładkę, i polepa 10 cm gruba . . .	210	Jak przedostatnie, z dodaniem podsufitki 2 cm grubej, otrzciniwanej i wyprawionej	250
Belkowanie z pułapem ślepym i powalą 11 cm grubą, sięgającą aż do spodu podłogi, 3,5 cm grubej	220	Jak wyżej, lecz zamiast podłogi klepisko gipsowe lub polepa gliniana, grubości 5 do 7 cm	340
Jak wyżej, lecz zamiast podłogi klepisko gipsowe lub		Belkowanie z powalą pełną, sięgającą do spodu belek, podłoga 3,5 cm gruba .	360
Stropy sklepione		Stropy sklepione	
	kg/m ²		kg/m ²

Strzałka = 1/2.

Pachwiny zamurwane i wypełnione piaskiem (lub popiołem z koksu) aż po grzbiet zwornika. Legary 10.10 cm, w odstępach 0,8 m od osi do osi, podłoga 3,5 cm gruba. W cyfry przepisami objęte (a większym drukiem podane) nie wkluczono wagi belek żelaznych. Wypełnienie przestrzeni między legarami powiększy wagę o 140 kg/m².

Sklepienie łączaste, do 2 m rozpiętości, a 1/2 cegły grube, z cegieł pełnych .	370	Sklepienia łączaste, z betonu żwirowo-cementowego, o rozpiętości do 1,5 m .	370
Takież, lecz z cegieł dziurkowatych, lub dziurowanych	310	Stropy żelazno-betonowe (ustroju Monier'a, p. str. 194), łącznie z belkami żelaznymi, podłogą i wyprawą sufitową waży:	
Takież, lecz z cegieł pumek-sowych	260	Strop z blachy falowanej, z płyt nieckowatych lub z pomostowni-ków, ułożonych w warstwie be-tonu, 13 cm grubej wraz z nią .	250
Sklepienie łączaste, 2 do 3 m rozpiętości, a 1/2 cegły grube, z cegieł pełnych .	440	Strop żelazno-gipsowy, na sposób francuski (żelaza 15 do 30 kg, gipsu 220 kg, drzewa 25 kg) .	270
Takież, lecz z cegieł dziur-kowatych lub dziurowa-nych	380	Strop ze sklepkowatych płyt Koenen'a (36 cm wysoki, bez podłogi), na obciążenia użytkowe 500 kg/m ²	300
Takież, lecz z cegieł pu-mek-sowych	330		

Strop Klein'a (przy zastosowaniu cegieł pumek-sowych albo dziurkowatych i dziurowanych, z wypełnieniem, z wyprawą i podłogą (p. str. 195) waży: w budynkach z podłogą drewnianą 210 kg/m², a z posadzką kamienną 290 kg/m²; nad płwincami poddziedzińco-wami i podprzejazdami 350 kg/m². Schody ustroju Klein'a 290 kg/m². Sam strop Klei-n'a z cegły z wykładaj 220 kg/m².

β) Obciążenia użytkowe stropów *).

Rodzaj obciążenia	kg/m ²	Waga średnia przedmiotów układanych	kg/m ²
Obciążenie użytkowe w domach mieszkalnych i mniejszych służbowych, za wyłączeniem obciążenia przy-padkowego, np. aktami i t. p.	250	Siano (i słoma)	100
		Pszenvca	760
		Żyto	680
		Jęczmień płaskur	640
		Jęczmień czwartak.	510
Obciążenie użytkowe we większych budynkach biurowych i w sklepach	400	Owies	430
		Groch fasola lub soczewica. Torf	850 600
Obciążenie użytkowe w salach zebrzań	400	Węgiel brunatny	650
Obciążenie użytkowe stropów pod przejazdami i pod dziedzińcami, przystępnymi dla wozów, gdy niema potrzeby uwzględnienia większych ciężarów skupionych (np. nacisków kół)	800	Węgiel kamienny	900
		Koks	450
		Lód	910
		Półki z aktami, szafy z książkami i t. p.	500
		Śmieci	660
		Mąka	700
		Kasza	650
Obciążenie użytkowe schodów	400	Proso	850
		Rzepak i siemię lniane	650
To samo podług przepisów berl. policyi budowl.	500	Ziemniaki.	700
		Cukier	750
Obciążenie tłumem.	400	Dla warstw worków, napelnionych przedmiotami powyższymi, liczyć można $\frac{1}{5}$ obciążeń powyższych.	
		Dalsze dane p. str. 627 i 628, oraz str. 481 i 482.	

2. Dachy.

a) Wagi własne dachów na 1 m² powierzchni pochylej,

łącznie z krokwiami, łątami i krytą. O ile nie dodano poszczególnych uwag lub wymiarów odmiennych, liczone: odstęp wzajemny krokwi 1,0 m, ich przekrój 13 · 16 cm a przekrój łąt 4 · 6 cm.

Rodzaj dachu	kg/m ²	Rodzaj dachu	kg/m ²
Dach kryty karpiówką pojedynczo	90	Dach kryty łupkówką niemiec-ką, na deskowaniu 2,0 cm grubem	85
Dach kryty karpiówką podwójnie.	120	Dach kryty wpustówką	110
Dach kryty karpiówką w łąskę	130	Dach kryty cynkiem, na deskowaniu 2,5 cm grubem.	40
Dach kryty esówką	90	Dach kryty smołowcem, na deskowaniu 2,5 cm grubem	35
Takiż z deskowaniem 2,5 cm grubem, pod łątami	110		

*) Wagi dalszych tworzyw p. str. 12 i 13.

Rodzaj dachu	kg/m ²	Rodzaj dachu	kg/m ²
Dach z blachy falowanej, na kątownikach (blacha fal. 150 · 40 · 1,5 mm, płatwy z kątowników w odstępach 2 m i o rozpiętości 2 m)	25	Dach szklany, na szczeblinownikach żelaznych, łącznie z nimi i ze szklina- mi (szybami) 4 mm gru- bemi.	20
Dach kryty warstwowcem (holcementem), łącznie z deskowaniem 3,5 cm grubem i z krokiewiami o przekroju 13 · 18 cm	180	(Szczeblinowniki w odstęp. 0,45 m). Takiż, lecz szkliny 5 mm grube	25
		(Szczeblinowniki w odstęp. 0,55 m). Takiż, lecz szkliny 6 mm grube	30
		(Szczeblinowniki w odstęp. 0,55 m).	

Gdy całkowita waga żelaza w zeskładzie dachowym, żelaznym, bez kryćby, jest 35 do 50 kg/m² planu (rzutu poziomego), to na wagę samych włazarów dachowych można w przybliżeniu liczyć 20 do 35 kg/m².

β) Obciążenie dachów.

Obciążenie śniegiem liczą zazwyczaj po 75 kg/m² rzutu poziomego, t. j. warstwę śniegu 0,60 m wysoką, o średniej ciężkości właściwej 0,125. Należy jednak uwzględnić i jednostronne obciążenie śniegiem. Obliczając dachy bardzo strome (wieżowe), możemy nie uwzględniać obciążenia śniegiem. [Począwszy od pochyłości dachu 40°, względem poziomu, możemy liczyć tylko połowę obciążenia powyżej podanego, a dla pochyłości ponad 50° zaniedbać je zupełnie].

Parcie wiatru.

Dane szczegółowe p. T. I str. 306 i n. Pruskie ministerium rob. publ. zaleca wzór Lössl'a, podług którego obliczono tablicę poniższą.

Parcie wiatru p_1 na pochyłą płaszczyznę dachu.

Pochyłość dachu	1:1	1:1,5	1:2	1:2,5	1:3	1:3,5	1:4	1:4,5	1:5
Kąt α tejeż pochyłości	45°	33°41'	26°34'	21°48'	18°26'	15°57'	14°2'	12°32'	11°19'
$p = 125 \text{ kg/m}^2; p_1 =$	88	69	56	46	40	34	30	27	25
$p = 250 \text{ kg/m}^2; p_1 =$	177	139	112	93	79	69	61	54	49

[Dla średnich pochyłości dachu można w przybliżeniu liczyć pionowe obciążenie, wiatrem i śniegiem łącznie, na 100 do 125 kg/m² rzutu poziomego].

Uwaga. Uwzględniając należycie obciążenie dachu wiatrem i śniegiem, niepotrzeba już sprawdzać wytrzymałości na obciążenia przez robotników chodzących po dachu, które jednak należałoby uwzględnić w dachach, nie obliczonych na obciążenie śniegiem, np. w krajach bezmroźnych.

II. Przepisy berlińskiej policyi budowlanej,
z d. 21 lutego 1887.

Wagi własne i obciążenia poszczególnych części budowli.

Części budowli	Waga własna w kg/m ²	Obciążenie użytkowo w kg/m ²	Obciążenie całkowite w kg/m ²
Strop o belkach drewnianych, w domach mieszkalnych	250	250	500
Takiż, w wytworniach (w fabrykach) i towa- rowniach (budynkach na składy)	250	500	750
Takiż, w spichrzach, łącznie z obciążeniem, (które jednak należy sprawdzać)	850—1000
Sklepienia łączaste 1/2 cegły grube, z cegiel dziurkowatych, w domach mieszkalnych	350	250	600
Takież, z cegły pełnej	380*	370*	750*
Takież, w wytworniach (w fabrykach)	380*	620*	1000
Sklepienia 1 cegłę grube pod przejazdami i dziedzińcami, dostępnymi dla wozów.	570*	680*	1250
Stropy z blachy falowanej, łącznie z obcią- żeniem (należy sprawdzać)	500—1000
Schody sklepione	500	500	1000
Schody drewniane.	100*	500	600*
Schody żelazne, bez podsklepienia	150*	500	650*
Płaszczyzny dachów w rzucie poziomym, łącznie z ciężarem śniegu i parciem wia- tru, stosownie do pochyłości, a miano- wicie:			
Kryte blachą lub szklinami.	125—150
„ łupkówką	200—240
„ dachówką	250—300
„ warstwowcem (holccementem)	350
Strome dachy mansardowe	400
Stropy łóż i galeryi w teatrach.	200*	400*	600*
Nadacenie w teatrach	250*	150*	400*
Stropy i posadzki w skarbcach	1550*	450*	2000*
Płyty 4 cm grube, ustroju Rabitz'a, pod stropami niepal- nymi	70*	.	70*
Podłogi w towarowniach kolejowych	1500*

Dane, oznaczone gwiazdką *, nie są objęte przepisami berl. policyi budowl.

III. Prawidła Towarzystwa austriackich inżynierów i budowniczych *).

1. Wagi własne i obciążenia użytkowe.

a) Wagi własne stropów w kg/m^2 ,

do 6 m przelotu belek i t. p. części nośnych.

(Uwaga: dolicza się po 14 kg/m^2 na każdy cm powiększonej grubości warstwy polepy lub nadsypu, względnie do grubości podanej poniżej).

Rodzaj stropu	Waga w kg/m^2	
	z doliczeniem	bez
	bolek żelaznych	
Zwykły strop z belek, z polepą 10 cm grubą, wraz z podłogą i wyprawą sufitową	—	250
Strop z belek, do siebie przylegających, z powalą po wierzchu, 10 cm grubą, pozatem jak powyżej.	—	340
Jak wyżej, lecz zamiast podłogi posadzka z cegły na płask lub z płyt kamionkowych	—	360
Zwykły strop z belek, lecz wsparty siostrzanami, z polepą 10 cm grubą, z podłogą i wyprawą sufitową	260	240
Sklepienie z cegły, 15 cm grube, między belkami żelaznymi, z nadsypem 8 cm ponad wierzchem sklepienia, z podłogą i wyprawą sufitową:		
a) przy rozpiętości sklepień do 1,4 m.	480	450
b) przy rozpiętości sklepień od 1,4 do 3,0 m.	550	520
Strop ze sklepień płaskich, z cegły, między belkami żelaznymi, w odstępach do 1,5 m, wraz z nadsypem, podłogą i wyprawą sufitową:		
a) ustroju Schober'a, przy grubości stropu 35 cm.	570	530
b) ustrojów Demskiego, Hönel'a, Ludwig'a, Schneider'a, Wehler'a, przy grubości stropu 32 cm	450	420
Sklepienia z betonu ubijanego ze zasypem pachwin i nadsypem 6 cm ponad wierzch sklepienia, z podłogą i wyprawą sufitową:		
a) sklepienie 7,5 cm grube, o strzałce 11,5 cm, przy wysokości stropu 30 cm	370	350
b) sklepienie 8,5 cm grube, o strzałce 20,5 cm, przy wysokości stropu 40 cm	430	410
Jak wyżej, lecz pachwiny wypełnione betonem ubijanym i z takiegoż betonu posadzka 6 cm gruba, bez nadsypu i podłogi:		
a) sklepienie 7,5 cm grube, o strzałce 16,5 cm, przy wysokości stropu 30 cm.	460	440
b) sklepienie 8,5 cm grube, o strzałce 25,5 cm, przy wysokości stropu 40 cm.	550	530

*) Zeitschr. d. Vereins d. Oester. Ing. u. Arch. 1902, dodatek do № 8.

Rodzaj stropu	Waga w kg/m ²	
	z doli- cze- niom	bez
belek żelaznych		
Sklepienie ustroju Monier'a:		
a) grubości 5 cm, o strzałce 25 cm, z nadsypem 5 cm ponad wierzch sklepienia, z podłogą i wyprawą sufitową, przy wysokości stropu 40 cm.	360	340
b) grubości 5 cm, o strzałce 43 cm, z wypełnieniem pachwin betonem żuźlowym i z posadzką betonową, 2 cm grubą, przy wysokości stropu 50 cm.	450	430
Strop z płaskich płyt ustroju Monier'a, grubości 5 cm, ze zabetonowaniem pasów belek żelaznych, z nadsypem i podłogą	440	420
Stropy z falowanej blachy sklepieniastej między belkami żelaznymi, wraz z nadsypem i podłogą, lecz bez wyprawy sufitowej:		
a) przy odstępach belek do 2 m i nadsypie 10 cm ponad wierzch	250	235
b) przy odstępach belek do 3 m i nadsypie 6 cm ponad wierzch	280	265

β) Wagi własne dachów (bez więzarów i płatów, lecz z krokiewkami).

Rodzaj kryćby	Schył (styczna kąta po- chyłości)	kg/m ² planu
Karpiówka ułożona pojedynczo	1 : 1,25	120
" " podwójnie lub w łuskę	1 : 1,25	150
Wpustówka	1 : 2,25	70
Łupkówki ułożone pojedynczo	1 : 2,25	80
" " podwójnie	1 : 2,25	90
Blacha cynkowa lub żelazna na deskowaniu	1 : 4	45
Smołowiec	1 : 4	40
Oszklenie wraz ze szczeblinami żelaznymi:		
a) grubość szklin do 6 mm	1 : 2	26
b) " " " 8 mm	1 : 2	38
Blacha falowana na płatkach z kątowników	—	25
Warstwowiec (holcement) pokryty warstwą żwiru 10 cm	1 : 20	165

Na więzary z płatkami można na 1 m² planu liczyć średnio:

a) w ustrojach żelaznych po 10 do 20 kg,

b) w ustrojach drewnianych po 20 do 30 kg.

Gdy schył dachu jest inny niż podano w tablicy, wagi danego rodzaju kryćby można liczyć jako pozostające w prostym stosunku do długości krokwi (dla schyłu podanego w tablicy i dla zastosowanego).

γ) Obciążenia użytkowe stropów.

Na poddaszach zwykłych	150 kg/m ²
W mieszkaniach zwykłych.	250 "
W szkołach	300 "
W salach zebrań i koncertowych, w salach do tańca lub boiskowych (gimnastycznych), jako też wogóle na korytarzach i schodach	400 "
W pracowniach, sklepach i składach, mieszczących się na piętrach domów mieszkalnych	450 "
W nichże, gdy się mieszczą w przyziomie	550 "
W składach na paszę	400 "
W lodowniach, gdy warstwa lodu 1 m wysoka	750 "

Należy jednak oznaczać, zgodnie z przewidywaniami i z uwzględnieniem wpływu uderzeń, obciążenia użytkowe w teatrach, księgarniach, księżnicach, spichrzach, w składach hurtownych, oraz w wytwornicach, posiłkujących się ciężkimi maszynami.

δ) Obciążenia dachów.

Obciążenia śniegiem i wiatrem należy liczyć:

- a) Obciążenie śniegiem, na 1 m² planu 75 kg/m²
 b) Parcie wiatru na płaszczyznę, prostopadłą do jego kierunku po 200 kg/m²

Kierunek wiatru należy uważać jako poziomy, a licząc na jednoczesne działanie i wiatru i śniegu, można obciążenie śniegiem zmniejszyć do $\frac{2}{3}$ wartości powyżej podanych.

2. Naprężenia bezpieczne.

a) Żelazo, drzewo i szkło.

Rodzaj tworzywa	Ciężnienie kg/cm ²	Ciśnienie kg/cm ²	Gięcie kg/cm ²	Cięcie	
				równoległe do włókien kg/cm ²	prostopadłe do włókien kg/cm ²
				Żelazo (zlipne lub zlewne)	1000
Surówka i żeliwo.	200	600	250	200	
Dębina	100	70	100	15	30
Buczyna	100	70	100	15	30
Modrzewina.	80	60	80	10	20
Sośnina	80	60	80	10	20
Jedlina	80	60	80	10	20
Swierczyna	80	60	80	10	20
Szkło: a) dęte	—	70	60	—	—
b) lane	—	70	40	—	—

Dziury nitowe trzeba wiercić, a ciśnienie na ich powierzchnie nie ma przekraczać 1600 kg/cm².

β) Ciężnienie bezpieczne na mury w kg/cm².

Rodzaj muru	Przy grubości ścian, wzgl. filarów		
	ścian ponad 45 cm, a filarów przynajmniej $\frac{1}{9}$ ich wysokości	ścian poniżej 45 cm, a filarów $\frac{1}{6}$ do $\frac{1}{8}$ ich wysokości	filarów $\frac{1}{6}$ do $\frac{1}{12}$ ich wysokości, lecz nie poniżej 30 cm
Mur z cegły, na zaprawie wapiennej.	5	2,5	—
Mur z cegły, na zaprawie z cementu rzymsk.	7,5	5	—
Mur z cegły, na zaprawie z cementu portland.	10	7,5	5
Mur z kamienia łomowego, oraz mur z niego i cegły na zaprawie wapiennej	4	—	—
Takiż mur, na zaprawie z cementu rzymsk.	5	—	—
Takiż mur, na zaprawie z cementu portland.	8	—	—
Mur z należyście przykrzesanego kamienia łomowego, znaczniejszej wytrzymałości, na zaprawie z cementu portlandzkiego. . . .	10	—	—
Mur z cegły wyborowej, na zaprawie z cementu portlandzkiego	12	8	6
Mur z klinkieru, na zaprawie z cementu portlandzkiego	20	15	10
Beton w posadach o mieszaninie: 250 kg cementu rzymsk. na 1 m ³ piasku i tłucznia, zmieszanych w stosunku 1:5 na objętość	5	—	—
Beton w murach przynajmniej 45 cm grubych, na cemencie portlandzkim:			
a) 500 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia, zmieszanych w stosunku 1:3 na objętość	18	—	—
b) 325 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia, zmieszanych w stosunku 1:5 na objętość	12	—	—
c) 225 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia, zmieszanych w stosunku 1:8 na objętość	8	—	—
d) 175 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia, zmieszanych w stosunku 1:10 na objętość. . . .	6	—	—

7) Naprężenie bezpiecznie w sklepieniach do 10 m rozpiętości.

Rodzaj sklepienia	Ciśnienie kg/cm ²	Ciężnienie kg/cm ²
Z cegły zwykłej, na zaprawie wapiennej	5	0
" " " " z cementu rzymsk.	7,5	0
" " " " " " portland.	10	1
Z cegły wyborowej, na zaprawie z cementu portland.	12	1
Z klinkierów na zaprawie z cementu portland.	20	—
Z betonu na cemencie portlandzkim, o mieszaninie:		
a) 500 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia w stosunku 1:3 na objętość	18	3
b) 325 kg cementu na 1 m ³ piasku i tłucznia, w stosunku 1:5 na objętość	12	2
c) jak pod a), lecz z wkładkami żelaznymi	21	8
Z ciosów z kamienia wyborowego, na zaprawie z cementu portlandzkiego	30	1

Uwaga. Podane powyżej naprężenia dla sklepień betonowych z wkładkami żelaznymi nie dotyczą stropów żelazno-betonowych, niesklepieniastych, np. ustrojów Wayss'a, Hennebique'a i t. p.

d) Bezpieczne obciążenia gruntu.

Gлина miękka, piasek bardzo mokry, mialki nie ponad 1 kg/cm²
 Gлина średnio twarda, oraz mało wilgotny piasek, albo suchy piasek gliniasty nie ponad 2 kg/cm²
 Gлина twarda, opoczysta, albo piasek suchy, mało zagliniony nie ponad 4 kg/cm²
 Piasek gruboziarnisty we warstwach zbitych, oraz żwir i tłuczeń nie ponad 6 kg/cm²

Na pale posadowe, wbijane w mokry grunt niespoisty, w odstępach wzajemnych do 1 m, a pod najniższy poziom wód gruntowych, można liczyć ciśnienie po 25 kg/cm² przekroju pala.

c. Obciążenia mostów sklepionych.

1. Wagę własną mostów sklepionych należy obliczyć stosownie do grubości sklepienia, wysokości nadsypu, rodzaju bruku i t. p.

2. Obciążenie ruchome wozami i tłumem można zastąpić obciążeniem równomiernie rozłożonym na moście. Jeżeli przez l oznaczymy rozpiętość mostu w m, to, podług Winkler'a, owo obciążenie zastępcze p będzie:

na mostach drogowych,

pod wozy lekkie $p = 0,37 + (1,7 : l) \text{ t/m}^2$,
 " " średnio ciężkie $p = 0,34 + (2,6 : l) \text{ t/m}^2$,
 " " ciężkie $p = 0,28 + (8,4 : l) \text{ t/m}^2$;

na mostach kolejowych,

pod kolejki . . . o torze 0,750 m prześwietu:	$p = 0,58 + (5,0 : l) t/m^2$.
„ „ . . . „ „ 1,000 „ „	$p = 0,82 + (8,1 : l) „$,
„ koleje drugorz. „ 1,435 „ „	$p = 0,96 + (5,2 : l) „$,
„ „ główne „ 1,435 „ „	$p = 1,24 + (6,8 : l) „$,

d. Obciążenia mostów żelaznych.

(W ustępie poniższym l oznacza rozpiętość mostu w m).

I. Żelazne mosty drogowe.

1. Waga własna drogowych mostów belkowych *).

Stosownie do ciężaru wozów i gęstości ruchu rozróżniamy lekkie mosty drogowe i ciężkie mosty uliczne.

Zwykle mosty drogowe, o podwójnym pokładzie z bali.

Całkowita waga własna pomostu, łącznie z belkami głównymi, będzie:

$$g = 105 + 2,3 l + 0,02 l^2 \text{ kg/m}^2.$$

Waga pokładu z bali (grubości 160 mm) = 110 kg/m².

Jeżeli po stronach zewnętrznych belek głównych są chodniki z pokładem drewnianym, to waga własna takiego chodnika (łącznie z potrzebnym wzmocnieniem belek głównych, bez wspory i poręczy) będzie:

$$g' = 60 + 2,3 l \text{ kg/m}^2.$$

Zwykle mosty drogowe, o jezdni z tłucznia (szabru).

Waga żelaza, za wyłączeniem pomostowników:

$$g = 125 + 2,8 l + 0,025 l^2 \text{ kg/m}^2.$$

Dodać należy wagę pomostowników 65 kg/m² i wagę tłucznia (szabru) 400 kg/m². Waga g' żelaza w chodnikach zewnętrznych będzie jak poprzednio:

$$g' = 60 + 2,3 l \text{ kg/m}^2.$$

Mosty uliczne, o podwójnym pokładzie z bali.

$$g = 155 + 2,7 l + 0,021 l^2 \text{ kg/m}^2; \quad g' = 80 + 2,7 l \text{ kg/m}^2.$$

Waga pokładu z bali 200 mm grubego = 140 kg/m².

Mosty uliczne, o jezdni z tłucznia (szabru).

$$g = 170 + 3,2 l + 0,028 l^2 \text{ kg/m}^2; \quad g' = 80 + 2,7 l \text{ kg/m}^2.$$

Waga tłucznia = 480 kg/m², a pomostowników = 80 kg/m².

Mosty uliczne, brukowane.

$$g = 180 + 3,7 l + 0,029 l^2 \text{ kg/m}^2; \quad g' = 80 + 2,7 l \text{ kg/m}^2.$$

Waga bruku = 700 kg/m², pomostowników = 80 kg/m², a płyt nieckowatych, 5 do 6 mm grubych = 42 do 50 kg/m².

*) Podł. Engesser'a, Zeitschr. f. Bauk. 1881, str. 66.

2. Waga własna mostów drogowych na dźwigarach łukowych *).

Wagę dźwigarów głównych (łącznie z odwiatrownikami) na 1 m b. rozpiętości (łuków dwuprzegubowych) możemy oceniać na:

$$g = \gamma b + 35 \text{ z kg.}$$

We wzorze tym oznacza:

b szerokość mostu, w m,

z ilość dźwigarów głównych, a

γ należy wprowadzić z wartością, podaną w tablicy poniższej:

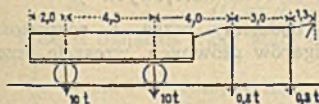
Rozpiętość l w m =	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Jezdnia z tłuźnia (szabru); $\gamma =$	32	62	94	129	168	209	255	300	350	410
Jezdnia o podwójnym pokładzie z bali; $\gamma =$	28	53	80	110	144	180	220	260	305	355

Dla łuków trójprzegubowych można wartości liczbowe powyższe tablicy zmniejszyć o 15^o/_o.

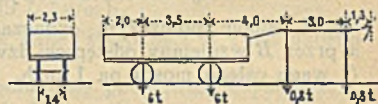
3. Obciążenie ruchome mostów drogowych.

Na obciążenie ruchome takich mostów składają się ciężary ludzi (tłumu) i wozów. W dźwigarach głównych, rozpiętości do 30 m, pod największymi naciskami kół wozowych otrzymujemy na ogół naprężenia większe niż przy obciążeniu tłumem (p. poniżej). Jako obciąże-

Rys. 1069.



Rys. 1070.



nie zwykłych mostów drogowych liczymy ponajczęściej wozy o nacisku osi 3 do 6 t (stosownie do ważności drogi), a o rozstępach osi 3,0 do 3,5 m, nadto dla porównania wyników, walec szosowy, ważący 6 t.

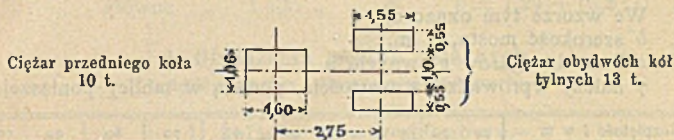
Do obliczenia mostów ulicznych wprowadzamy obciążenie jednym wozem dwuosiowym o nacisku osi po 10 t, a ich odstęp 4,5 m (p. rys. 1069). W przypadkach właściwych liczymy obciążenie większe, a mianowicie parowym walcem szosowym, o naciskach: 10 t na koło przednie, a 13 t na obydwie tylne łącznie (rys. 1071). Pozostałą zaś część pomostu obciążamy lżejszymi wozami dwuosioowymi, o naciskach osi po 6 t, a rozstępach osi 3,5 m (p. rys. 1070), wreszcie tłumem w częściach pomostu, niezajętych wozami, jako też na chodnikach **).

*) Podług Engesser'a: Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkstraeger ohne Scheitelgelenk. Berlin 1880.

**) Por. Platt, Zeitschr. f. Bauw. 1894, str. 260.

Dźwigary główne mostów drogowych, o rozpiętości ponad 30 m, obliczamy zazwyczaj w założeniu, że cała jezdnia wraz z chodnikami jest wypełniona tłumem.

Rys. 1071.



Parowy walec szosowy. { największa szerokość 2,10 m }
 { długość 4,325 m }

Pomost i jego części obliczamy na zasadzie tych ciężarów skupionych, które powodują w nich największe naprężenia.

W stłoczonym tłumie liczyć można po 5 do 6-iu ludzi na m^2 , czyli 400 do 500 kg/m^2 . Na jezdnię mostową dostatecznym będzie liczyć na tłum po 400 kg/m^2 , na chodnikach zaś, gdzie tłok bywa gęstszy, po 500 kg/m^2 . Na mostach po wsiach możnaby na tłum liczyć mniej, np. 300 kg/m^2 , a naodwrot w miastach po 500 kg/m^2 , nie tylko na chodnikach, lecz i na jezdni.

Parcie wiatru na mosty p. str. 647.

II. Żelazne mosty kolejowe.

1. Wagi własne belkowych mostów kolejowych *).

W ustępie poniższym oznaczac będziemy przez L rozpiętość, a przez B wzajemny odstęp osi dźwigarów głównych, wreszcie przez G wagę całego mostu na 1 m b.

a) Streszczenie tablic Seefehlner'a.

W dwóch tablicach poniższych oznacza G_g wagę własną mostu jednotorowego pod kolej główną w kg/m b. rozpiętości, a G_d pod kolej drugorzędą. Dla mostów dwutorowych podajemy liczby podane.

1) Dźwigary główne z blachownicy.

Najoszczędniejsza wysokość blachownicy będzie $\frac{1}{6} L$.

Rozpiętość $L =$	2	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18 m
Jezdnia góra { $G_g =$	610	510	570	620	630	660	790	930	1020	1140	1530 kg/m
{ $G_d =$	610	450	500	550	560	600	700	840	950	1060	"
Jezdnia dołem { $G_g =$	840	950	970	1090	1150	1220	1320 "
{ $G_d =$	740	780	870	980	1060	1100	1200 "

*) Dalsze szczegóły p. J. v. Borries, Centralbl. d. Bauverw. 1897. str. 156, a tablice z wagami własnymi mostów kolejowych podług Paton'a podano na str. 568 do 571 dodatku do tomu I-go w dziele: Die graphische Statik der Baukonstruktionen; Müller-Breslau, wydanie 1905 r.

2) Dźwigary główne z parabolnie zwykłych lub przyciętych, albo ustroju Schwedler'a, Pauli'ego, wreszcie z równoleglic.

Rodzaj dźwigarów głównych	$L =$	25	30	40	50	60	70	80	90	100 m
Parabolnie zwykłe, albo ustroju Schwedler'a lub Pauli'ego	$G_g =$	1220	1480	1640	1760	2320	2510	2730	3150	3600 kg/m
	$G_d =$	1090	1320	1460	1550	2080	2260	2660	2830	3300 "
Parabolnie przycięte, albo równoleglice	$G_g =$	1280	1540	1740	1820	2380	2560	2780	3270	3760 "
	$G_d =$	1140	1380	1510	1600	2120	2310	2710	3080	3370 "

β) Wzory pruskich kolei państwowych na wagę G mostów jednotorowych.

1) Mosty blachownicowe.

1. Pokład z bali 5 cm grubych; podkłady poprzeczne (20 · 26 cm) leżą wprost na blachownicach, bez oddzielnych chodników na wspornikach:

$$G = 240 + 54 L \text{ kg/m b.}$$

2. Tor zagłębiony między blachownice, pokład z bali 5 cm gr., po boku jednej z blachownic jeden chodnik zewnętrzny na wspornikach:

$$G = 650 + 44 L \text{ kg/m b., gdy } B = 3 \text{ m,}$$

$$G = 700 + 44 L \text{ " " " } B = 3,3 \text{ m,}$$

$$G = 790 + 44 L \text{ " " " } B = 3,7 \text{ m;}$$

waga zaś samych blachownic głównych będzie:

$$270 + 44 L \text{ kg/m b. pary blachownic.}$$

3. Tor na zwykłym podtorzu, spoczywającym na płytach niekwa-tych:

$$G = a + 49 L \text{ kg/m b.}$$

Ilość a oznacza wagę stałą dla danej szerokości B i dla danego ustroju.

Dla mostów z jedną tylko podłużnicą poosiową i z podtorzem, wypełniającem całą szerokość B , będzie:

$$a = 1040 \text{ kg, gdy } B = 3,3 \text{ m, a } a = 1210 \text{ kg, gdy } B = 3,7 \text{ m.}$$

Gdy podtorze mieści się w korycie o bocznych ściankach pochylonych, wspartem na trzech podłużnicach, przyczem dno koryta leży na owych podłużnicach, a każda z jego ścianek bocznych wspiera się górnym brzegiem na blachownicy głównej, dolnym zaś na sąsiedniej podłużnicy, natenczas będzie:

$$a = 940 \text{ kg, gdy } B = 3,3 \text{ m, a } a = 1110 \text{ m, gdy } B = 3,7 \text{ m.}$$

2) Mosty kratownicowe z jezdnią dołem*).

a) $L = 20$ do 40 m:

$$G = 1140 + 27 L \text{ kg/m b., gdy } B = 4,8 \text{ m,}$$

$$G = 1165 + 27 L \text{ " " " } B = 4,9 \text{ m,}$$

$$G = 1210 + 27 L \text{ " " " } B = 5,0 \text{ m;}$$

*) Borries na wagę żelaza w jednotorowych mostach kratownicowych i blachownicowych, z jezdnią dołem, o podtorzu zwirowem, podaje wzór: $G = 800 + 55 L$. Wzór ten daje średnio dość dobre wyniki, które jednak, wobec zwiększającego się ciężaru pociągów, wypadłoby powiększyć o 5%.

waga zaś samych kratownic głównych będzie:

$$540 + 27 L \text{ kg/m b. jednej pary kratownic.}$$

b) $L = 40$ do 60 m:

$$G = 1280 + 27 L \text{ kg/m b., gdy } B = 4,8 \text{ m,}$$

$$G = 1305 + 27 L \text{ " " " } B = 4,9 \text{ m,}$$

$$G = 1350 + 27 L \text{ " " " } B = 5,0 \text{ m;}$$

waga zaś samych kratownic głównych będzie:

$$680 + 27 L \text{ kg/m b. jednej pary kratownic.}$$

3) Mosty kratownicowe z jezdnią górą i obustronnymi chodnikami zewnętrznymi, po 1,25 m szerokimi, na wspornikach:

$$G = 1030 + 27 L \text{ kg/m b., gdy } B = 2,5 \text{ m,}$$

$$G = 1120 + 27 L \text{ " " " } B = 3,5 \text{ m.}$$

2. Waga własna łukowych mostów kolejowych *).

Wagi pomostu właściwego, a więc podkładów, szyn, pokładu z bali, poprzecznie i podłużnic, można dokładnie określić przed rozpoczęciem obliczenia dźwigarów głównych. Waga g dźwigarów głównych, łącznie z odwiatrownikami mostów jednotorowych, na 1 m b. rozpiętości, podług Engesser'a będzie:

gdy $L = 10$	20	30	40	50	60	70	80	90	100	m.
natenczas $g = 450$	750	1050	1350	1650	1950	2250	2560	2890	3280	kg/m.

Dla rozpiętości $L = 10$ do 70 m otrzymujemy wartości tej tablicy ze wzoru: $g = 150 + 30 L$ kg/m b. toru.

Powyższe wartości dotyczą dwuprzegubowych dźwigarów łukowych; dla trójprzegubowych waga zmniejszy się o 15%.

C. Streszczenie przepisów, dotyczących obliczania żelaznych mostów kolejowych.

I. Przepisy pruskich kolei państwowych **).

a) Przepisy dotyczące obciążeń.

1. Obciążenia ruchome (Rozp. min. rob. publ. z 1/V 1903).

a. Przepisany szereg ciężarów.

dla mostów klasy I a (podł. klasyfikacji w rozp. min. z 1 maja 1900).

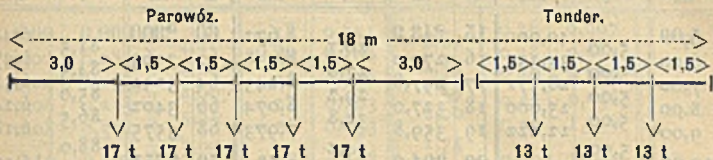
Mosty należy obliczać na szereg ciężarów, którymi zastępujemy pociąg, złożony z dwóch parowozów i z nieograniczonej liczby wagonów towarowych, z jednej strony doprzęgniętych, a tak ustawionych, aby dawały najniebezpieczniejsze obciążenie. Naciski i odstępy

*) Podług Engesser'a, Zeitschr. f. Baukunde 1881, str. 66.

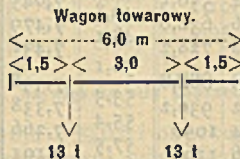
***) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, T. I. 3 wyd., dodatek str. 538 i n.

osi wypada liczyć podług szeregu ciężarów, przedstawionego w rys. 1072 dla parowozu z tendrem, a w rys. 1073 dla wagonu towarowego. Odstępy międziosiowe są tak dobrane, aby były podzielne przez 1,5 m.

Rys. 1072.



Rys. 1073.



Poprzecznice i podłużnice należy nadto sprawdzić na obciążenia szeregami nacisków osiowych, w odstępach wzajemnych 1,5 m, a mianowicie:

4	osie	po	18 t	nacisku,
3	"	"	19 t	" ,
2	"	"	20 t	" ,

a z wyników wybrać najniebezpieczniejszy.

b. Momenty gnące (dla belek jednoprzęsłowych).

1. Największe momenty gnące.

W tabelicy I, na str. 644, w rubryce 1-ej podano rozpiętość l w m, w 2-ej przynależny moment M_{\max} w tm, w 3-ej stosunek $\Delta M_{\max} : \Delta l$, służący do oznaczenia wartości M_{\max} dla rozpiętości pośredniej między podanymi w tabelicy, a więc np. dla 56,5 m rozpiętości: $M_{\max} = 2577 + 0,5 \cdot 80 = 2617$ tm; wreszcie w rubryce 4-ej podano równomiernie rozłożone obciążenie zastępcze p . Dane tabelicy dotyczą jednego toru, a więc obydwóch belek głównych łącznie, dla mostów jednotorowych, a jednej takiej belki, dla mostów dwutorowych, o dwóch belkach głównych.

Uwaga. Dane w tabelicy I i II obliczono tylko na szereg ciężarów ruchomych, zgodnych z przepisami z pod a, a więc bez uwzględnienia wagi własnej mostu.

Tablica I. Największe momenty gnące M_{\max} .

l	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta l}$	$\frac{p}{8M_{\max}}$	l	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta l}$	$\frac{p}{8M_{\max}}$	l	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta l}$	$\frac{p}{8M_{\max}}$
m	tm	t	t/m	m	tm	t	t/m	m	tm	t	t/m
1,0	5,00		40,00	15	243,9		8,672	60	2900		6,444
1,2	6,00	5,00	33,333	16	270,0	26,1	8,438	62	3063	81,5	6,375
1,4	7,00	5,00	28,571	17	297,8	27,8	8,243	64	3232	84,5	6,313
1,6	8,00	5,00	25,000	18	327,0	29,2	8,074	66	3402	85,0	6,247
1,8	9,00	5,00	22,222	19	359,8	32,8	7,973	68	3575	86,5	6,185
		5,00				34,2				88,0	
2,0	10,00		20,00	20	394,0		7,88	70	3751		6,124
2,2	11,00	5,00	18,181	22	469,0	37,5	7,752	72	3927	88,0	6,069
2,4	12,00	5,00	16,666	24	550,5	40,8	7,645	74	4109	91,0	6,003
2,6	13,16	5,80	15,574	26	632,0	40,8	7,479	76	4295	93,0	5,949
2,8	15,01	9,25	15,316	28	728,2	48,1	7,431	78	4484	94,5	5,896
		9,30				52,1				95,0	
3,0	16,88		15,004	30	832,3		7,398	80	4674		5,843
3,2	18,76	9,40	14,656	32	939,2	53,5	7,338	82	4868	97,0	5,792
3,4	21,61	9,50	14,113	34	1050	55,4	7,266	84	5063	97,5	5,740
3,6	24,50	13,8	14,250	36	1165	57,5	7,191	86	5263	100	5,693
4,0	35,63	14,2	14,076	38	1286	60,5	7,125	88	5464	101	5,645
		14,2				65,0				103	
5,0	42,75		13,680	40	1416		7,08	90	5669		5,599
6	57,00	14,3	12,666	42	1552	68,0	7,038	92	5876	104	5,553
7	73,45	16,4	11,992	44	1689	68,5	6,979	94	6089	107	5,512
8	93,50	20,1	11,687	46	1832	71,5	6,926	96	6303	107	5,471
9	114,7	21,2	11,329	48	1976	72,0	6,861	98	6520	109	5,431
		21,2				73,5				110	
10	135,9		10,872	50	2123		6,794	100	6740		5,392
11	157,1	21,2	10,387	52	2273	75,0	6,724	110	7918	118	5,235
12	178,4	21,3	9,911	54	2423	75,0	6,647	120	9176	126	5,097
13	199,7	21,3	9,453	56	2577	77,0	6,574	130	10520	134	4,979
14	221,6	21,3	9,045	58	2737	80,0	6,508	140	11965	144	4,883
		22,9				81,5				155	
15	243,9		8,672	60	2900		6,444	150	13510		4,803

2. Momenty gnące w przekroju dowolnym.

W rubryce 1-ej, tablicy II, podano stosunek $x:l$, a w rubryce 2-ej przynależny stosunek momentów gnących $M_x:M_{\max}$, z którego, dla danego ($x:l$), możemy z łatwością obliczyć wartość M_x , po uprzednim zaczerpnięciu wartości M_{\max} z tablicy I. Wartości rubryki 2-ej obliczono podług wzoru:

$$\frac{M_x}{M_{\max}} = \frac{x(2d - x)}{d^2}$$

w którym $d = 0,44l$. W trzeciej rubryce tablicy II podano ilości, służące do oznaczenia wartości pośrednich między podanymi w tablicy, np. dla ($x:l$) = 0,25 będzie:

$$M_x : M_{\max} = 0,793 + 0,01 \cdot 2,00 = 0,813.$$

Tablica II. Moment gnący M_x , w dowolnej odległości x od podpory.

$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta M_x}{M_{\max}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta M_x}{M_{\max}}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta M_x}{M_{\max}}$
$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta x}{l}$	$\frac{x}{l}$	$\frac{M_x}{M_{\max}}$	$\frac{\Delta x}{l}$
0,00	0,000		0,18	0,651		0,36	0,967	
0,02	0,089	4,45	0,20	0,703	2,60	0,38	0,981	0,70
0,04	0,174	4,25	0,22	0,750	2,35	0,40	0,992	0,55
0,06	0,254	4,00	0,24	0,793	2,15	0,42	0,998	0,30
0,08	0,331	3,85	0,26	0,833	2,00	0,44	1,000	0,10
		3,60			1,75			
0,10	0,408		0,28	0,868		0,46	1,000	
0,12	0,471	3,40	0,30	0,899	1,55	0,48	1,000	
0,14	0,535	3,20	0,32	0,926	1,35	0,50	1,000	
0,16	0,595	3,00	0,34	0,948	1,10			
0,18	0,651	2,80	0,36	0,967	0,95			

c. Największe siły poprzeczne.

Dla danego przekroju $x \leq 0,5l$ od lewej podpory otrzymamy na ogół największą siłę poprzeczną, gdy przednie koło parowozu stanie na danym przekroju, a dalszy szereg ciężarów wypełni resztę rozpiętości przęśła, od punktu x do l , t. j. aż do prawej podpory. Siła poprzeczna Q_x równa się natenczas odporowi lewej podpory i wyraża się wzorem:

$$Q_x = \frac{1}{l} \left[b_n \sum_1^n P_n + \sum_1^n (P_n c_n) \right],$$

w którym oznacza:

n ilość ciężarów, stojących na danym przęśle;

$P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ poszczególne ciężary szeregu, stojącego na przęśle, a mianowicie P_1 ciężar nad przekrojem obliczanym, $P_2, P_3 \dots$ kolejno ciężary następne, a P_n ostatni ciężar, stojący jeszcze na przęśle, a więc najbardziej zbliżony do prawej podpory;

$c_1, c_2, c_3 \dots c_n$ odległości ciężarów $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ od ostatniego ciężaru P_n (c_n będzie zatem zerem);

b_n odległość ostatniego ciężaru P_n od prawej podpory, a gdy ostatni ciężar stoi nad prawą podporą, to $b_n = 0$, czyli pierwszy wyraz w nawiasie wzoru powyższego staje się zerem.

Aby ułatwić sobie obliczanie wartości Q_x , możemy posilkować się tablicą, podaną na stronie następnej: Zaczernawszy z niej wartości z 3-ej i 4-ej rubryki, wprowadzamy je do wzoru powyższego, a otrzymujemy wartość Q_x bez mozolnych obliczeń.

W tablicach poniższych pierwsze 4-ry wiersze, t. j. dla $n = 1$ do 4, obliczono nie podług szeregu ciężarów, przedstawionego w rys. 1072,

lecz stosownie do szeregu ciężarów, obowiązujących dla szeregów o mniejszej rozciągłości, a więc $P_1 = 20$ t, $P_1 + P_2 = 20 + 20 = 40$ t, $P_1 + P_2 + P_3 = 19 + 19 + 19 = 57$ t, wreszcie $P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 18 + 18 + 18 + 18 = 72$ t.

Tablica wartości do obliczenia Q_x ,
dla przepisanego szeregu ciężarów (obydwa parowozy kominami naprzód).

n	e_1	$\sum_1^n (P_n)$	$\sum_1^n (P_n e_n)$	n	e_1	$\sum_1^n (P_n)$	$\sum_1^n (P_n e_n)$
1	0,0	20	0	31	76,5	443	19389
2	1,5	40	30	32	79,5	456	20718
3	3,0	57	85,5	33	82,5	469	22086
4	4,5	72	162	34	85,5	482	23493
5	6,0	85	225	35	88,5	495	24939
6	10,5	98	637,5	36	91,5	508	26424
7	12,0	111	784,5	37	94,5	521	27948
8	13,5	124	951	38	97,5	534	29511
9	18,0	141	1509	39	100,5	547	31113
10	19,5	158	1720,5	40	103,5	560	32754
11	21,0	175	1957,5	41	106,5	573	34434
12	22,5	192	2220	42	109,5	586	36153
13	24,0	209	2508	43	112,5	599	37911
14	28,5	222	3448,5	44	115,5	612	39708
15	30,0	235	3781,5	45	118,5	625	41544
16	31,5	248	4134	46	121,5	638	43419
17	34,5	261	4878	47	124,5	651	45333
18	37,5	274	5661	48	127,5	664	47286
19	40,5	287	6483	49	130,5	677	49278
20	43,5	300	7344	50	133,5	690	51309
21	46,5	313	8244	51	136,5	703	53379
22	49,5	326	9183	52	139,5	716	55488
23	52,5	339	10161	53	142,5	729	57636
24	55,5	352	11178	54	145,5	742	59823
25	58,5	365	12234	55	148,5	755	62049
26	61,5	378	13329	56	151,5	768	64314
27	64,5	391	14463	57	154,5	781	66618
28	67,5	404	15636	58	157,5	794	68961
29	70,5	417	16848	59	160,5	807	71343
30	73,5	430	18099	60	163,5	820	73764

Gdy przekrój leży blisko lewej podpory, możemy w nim nieraz otrzymać większą siłę poprzeczną, jeżeli zestawimy obydwie parowozy kominami ku sobie i nasuniemy cały pociąg tak, że pierwszy nacisk 17 t stanie nad przekrojem, a tender poza przęsem. Jednak-

że dla rozpiętości l ponad 33,23 m zwykły szereg ciężarów spowoduje zawsze większą siłę poprzeczną. Dla rozpiętości mniejszych należy sprawdzić, który z szeregów ciężarów da większe wyniki. Obliczenie dla parowozów, zestawionych kominami ku sobie ułatwi tablica poniższa.

Tablica do obliczenia wartości Q_x blisko podpory przęsła
(parowozy zwrócone kominami ku sobie, przedni tender poza przęsłem).

n	c_1	$\sum_1^n (P_n)$	$\sum_1^n (P_n c_n)$	n	c_1	$\sum_1^n (P_n)$	$\sum_1^n (P_n c_n)$
1	0	20	0	9	16,5	153	1300,5
2	1,5	40	30	10	18,0	170	1530,5
3	3,0	57	85	11	22,5	183	2295,0
4	4,5	72	162	12	24,0	196	2569,5
5	6,0	85	255	13	25,5	209	2863,5
6	12,0	102	765	14	28,5	222	3490,5
7	13,5	119	918	15	31,5	235	4156,5
8	15,0	136	1096,5	16	34,5	248	4861,5

Obliczenie największych sił poprzecznych Q_x przeprowadzamy dla lewej połowy przęsła, a więc od $x=0$ do $x=0,5l$; w przekrojach strony prawej otrzymamy takie same wartości Q_x , jak w przekrojach symetrycznych strony lewej.

2. Parcie wiatru.

Parcie wiatru należy liczyć 150 kg/m² mostu obciążonego, a 250 kg/m² mostu nie obciążonego.

Powierzchnię mostu, wystawioną na parcie wiatru, oceniamy wedle rzeczywistych wymiarów części mostowych, a powierzchnię pociągu liczymy jako równą prostokątowi o wysokości 3 m ponad wierzch szyny.

Ponieważ kratownica dowietrzna, t. j. od strony do wiatru skierowanej, przęsłania częściowo od wiatru kratownicę zawietrzną, więc na kratownicę dowietrzną liczymy całkowite parcie wiatru, a na zawietrzną tylko 50%.

W mostach o jezdni górą i z jednym tylko wykrzyżowaniem odwiatrowem w poziomie pasa dolnego należy uwzględnić zwiększenie naprężeń, spowodowane wiatrem, gdy ono przekroczy 10% wartości naprężeń, wynikających z obciążenia pionowego, tak stałego jak i ruchomego.

3. Siły uboczne.

Obliczając mosty, leżące na szlaku łukowym, trzeba uwzględnić działanie siły odśrodkowej i wszelkie osobliwości, nie tylko samego

ustroju, ale i położenia, jeżeli one wywierają wpływ tak znaczny, iż nie wypadałoby go zaniedbywać.

W mostach na spadkach lub tuż przed stacyami, należy uwzględnić nadto siły, hamujące pociąg, a mianowicie ich działanie na pomost, na poduszki i na części sąsiednie dźwigarów głównych. Jeszcze dokładniejszego uwzględnienia tych sił wymaga most, spoczywający na filarach żelaznych.

Granice **wahań temperatury** w naszym klimacie liczymy zazwyczaj między -25° a $+45^{\circ}$.

β. Naprężenia dozwolone na kolejach pruskich.

1. Pręty dźwigarów głównych.

a. Pręty rozciągane.

Poniżej zestawiamy naprężenia dozwolone w rozciąganych prętach zlewno-żelaznych, tak kratownic głównych (z wyjątkiem ich przekątników przeciwchylnych), jak i w rozciąganym pasie blachownic, a mianowicie:

przy rozpiętościach ponad 10 m, do	20	40	80	120	160	200	m
naprężenie dozwolone:							
przy zaniedbaniu parcia wiatru	850	900	950	1000	1050	1100	kg/cm ²
przy uwzględnieniu parcia wiatru	1000	1050	1100	1150	1200	1250	kg/cm ²

Dla rozpiętości pośrednich, między granicami powyżej podanymi, zaleca się dobieranie i naprężeń pośrednich. Przekątników przeciwchylnych w polach pozaśrodkowych niepotrzeba obliczać, a wypada nadać im taki sam przekrój i łączyć je na tę samą ilość nitów, jak przekątniki pola środkowego, względnie jak przekątniki główne obydwóch pól przyśrodkowych.

b. Pręty ściskane.

Naprężenia dozwolone w prętach ściskanych są licznie równe naprężeniom dozwolonym na ciągnięcie, należy jednak sprawdzić, czy podług wzoru Euler'a (Tom I, str. 346, sposób obciążenia 2) bezpieczeństwo na wyboczenie jest przynajmniej pięciokrotne.

2. Blachownice dźwigarów głównych i dźwigarów pomostowych.

a. Dźwigary główne mostów mniejszych.

W belkach, o rozpiętości do 10 m, naprężenie dozwolone żelaza zlewego jest do 800 kg/cm², a zlipnego do 750 kg/cm².

b. Poprzecznice i podłużnice.

Jeżeli na pomoście leży podtorze żwirowe, a więc jeżeli podkłady toru nie spoczywają bezpośrednio na dźwigarach pomostowych,

to naprężenia dozwolone są takie same jak dla blachownic dźwigarów głównych.

Jeżeli jednak poprzeczne podkłady pod szyny spoczywają bezpośrednio na podłużnicach, to pozwala się tak te podłużnice, jak i poprzecznice, naprężyć tylko do 750 kg/cm^2 , gdy są zlewno-żelazne, a do 700 kg/cm^2 , przy użyciu żelaza zlipnego.

A gdy szyny spoczywają bezpośrednio na podłużnicach lub pośrednio z zastosowaniem jedynie podkładek żelaznych, natenczas można podłużnice takie naprężyć tylko do 700 kg/cm^2 , o ile są z żelaza zlewnego, a do 650 kg/cm^2 , przy użyciu żelaza zlipnego.

Te same naprężenia należy stosować do poprzecznic, gdy na nich, w braku podłużnic, szyny spoczywają bezpośrednio.

3. Odwiatrowniki i usztywnienia narożne.

Naprężenia w tych prętach mogą osiągać większych z wartości, ustanowionych dla prętów rozciąganych w dźwigarach głównych, a więc wartości, uwzględniających już parcie wiatru, z tem jednakże zastrzeżeniem, aby na odwiatrowniki nie stosować płaskowników o przekroju mniejszym niż $80 \cdot 10 \text{ mm}$, a na usztywnienia narożne nie brać kątowników słabszych niż $70 \cdot 70 \cdot 10 \text{ mm}$.

Pręty sztywne należy stosować do usztywnień bezwarunkowo, a do odwiatrowników w miarę możności. Dla takich prętów dostatecznym będzie dwukrotne bezpieczeństwo na wyboczenie, jednakże z zastrzeżeniem, aby, w razie wyboczenia się takiego pręta, działalność jego przejmował pręt inny, który, jako z nim skrzyżowany, podlegałby ciągnięciu.

4. Złącza nitowane.

W złączach dźwigarów głównych, odwiatrowników, oraz usztywnień narożnych, dozwala się naprężenia tnące w nitach, nie większe niż 90% naprężeń, podanych na str. 648 dla prętów rozciąganych, zlewno-żelaznych w dźwigarach głównych, przy zaniebdaniu parcia wiatru. Ciśnienia na ścianki dziur nitowych nie mają przekraczać podwójnej wartości cięcia dozwolonego. Płaskownik, przenoszący siły znaczniejsze, powinien przyłączać się co najmniej na dwa nity, a takiż kątownik przynajmniej na trzy nity.

Naprężenia tnące w nitach, łączących podłużnice z poprzecznicami i poprzecznice z dźwigarami głównymi, mogą co najwyżej osiągać wartości ciągnięć, dozwolonych pod 2. b) dla danego ustroju, a ciśnienia na ścianki dziur nitowych mogą być dwa razy większe.

5. Sposób obliczania.

Zazwyczaj nie potrzeba uwzględniać naprężeń drugorzędnych, wywołanych sztywnością węzłów, oraz złącz podłużnic z poprzecznicami i poprzecznic z dźwigarami głównymi. Jednakże w przypadkach, gdy tych naprężeń nie zaniedbujemy, wypadałoby zbadać,

czy nie możnaby bezpiecznie podwyższyć naprężeń dozwolonych i o ile.

Przepisy pozostawiają swobodę wyboru obliczania i wyznaczania przekrojów niezbędnych, wymagają jednak, aby, zamiast porównywania przekrojów i nitów projektowanych z obliczonymi, podać zestawienie naprężeń istotnie się pojawiających w poszczególnych częściach. Takie zestawienie naprężeń, zamiast w postaci tablicy, można przedstawić, wpisując naprężenia te w zasadniczy zarys układu dźwigarowego.

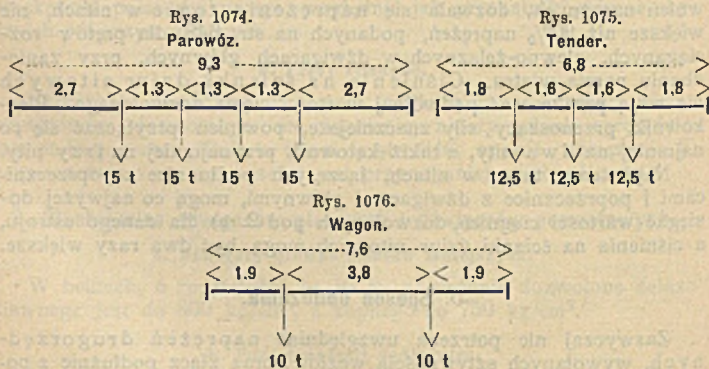
Błędy w obliczeniach mogą dosięgać $1/2\%$, a dokładność taką zapewnia nawet suwaczek rachunkowy; bezcelowem byłoby zatem marnowanie czasu na obliczenia dokładniejsze, gdyż naprężenia dozwolone naznaczono w przepisach z uchybieniem (od istotnie najwłaściwszych) znacznie większem niż owe $1/2\%$.

II. Przepisy rosyjskie, dotyczące obciążenia i wytrzymałości mostów kolejowych *)

(Streszczenie).

1. (§ 6). **Obciążenie** ruchome, obowiązujące tak dla nowych mostów kolejowych, jako też dla mających się przebudować, zastępujemy pociągiem składającym się z wagonów normalnych i dwóch parowozów z tendrami, zestawionych ze sobą i ustawionych na moście tak, aby wyężenie badanej części mostu było możliwie najniekorzystniejsze. A więc zwracamy parowozy kominami ku sobie, albo od siebie, stawiamy je na przodzie pociągu lub wśród wagonów, przy sobie lub rozdzielone wagonami. Wagony mogą być częściowo puste, a nawet pociąg rozerwany na dwie części, rozdzielone od siebie odstępem nieobciążonym.

Przepisane naciski osi (ciężary) w tonach podajemy w rys. 1074, 1075 i 1076, w które wymiary wpisano w metrach.



*) Zbiór rozporządzeń minist. dróg i kom. dla służby drogowej kolei żelaznych, Petersburg, w drukarni A. G. Farbera. Tom II, oddział IV.

Dla mostów małej rozpiętości, oraz dla podłużnic i poprzecznic mostów większych, oprócz pociągu powyżej określonego, należy uwzględnić obciążenie jedną osią o nacisku 20 t, poruszającą się oddzielnie wzdłuż mostu.

Powyższe obciążenie ruchomym szeregiem ciężarów można zastąpić przez obciążenie ruchome, rozłożone jednostajnie na metr bieży mostu, a mianowicie podług tablic poniższych.

**Obciążenie zastępcze w tonach,
rozłożone równomiernie na metr bieży mostu.**

A) Dla oznaczenia momentów gnących:

rozpiętość	3	4	5	7	10	15	20	30	40	m
a) nad podporą	17,00	15,75	14,64	12,37	10,06	8,96	8,18	7,33	6,74	t/mb.
b) w pośrodku	12,88	12,75	12,13	11,02	8,97	7,09	6,75	6,46	6,15	t/mb.

rozpiętość	50	60	70	80	90	100	110	130	150	m
a) nad podporą	6,20	5,75	5,41	5,13	4,89	4,70	4,53	4,27	4,07	t/mb.
b) w pośrodku	5,76	5,41	5,13	4,89	4,69	4,51	4,37	4,14	3,89	t/mb.

Uwaga. Badając dowolny przekrój, należy liczyć obciążenie zastępcze, wielkości pośredniej, interpolowanej między wartościami a i b w stosunku odległości przekroju od podpory i środka.

B) Dla oznaczenia sił poprzecznych:

długość obciążona	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	m
obciążenie	30,00	22,67	20,25	17,76	17,00	16,16	15,38	t/mb.

długość obciążona	5,0	8,0	10	15	20	25	30	35	m
obciążenie	14,64	11,34	10,06	8,96	8,18	7,58	7,33	7,03	t/mb.

długość obciążona	40	45	50	55	60	70	80	90	m
obciążenie	6,74	6,46	6,20	5,97	5,76	5,41	5,13	4,89	t/mb.

długość obciążona	100	110	130	150	m
obciążenie	4,70	4,53	4,27	4,07	t/mb.

Uwaga. Dla rozpiętości lub długości obciążonej, pośredniej między podanymi w tablicach, bierze się też pośrednie obciążenie zastępcze, oznaczane interpolacją.

Gdy obliczamy dźwigary mostowe nie na zasadzie powyżej podanych, równomiernie rozłożonych obciążeń zastępczych, lecz podług istotnego szeregu ciężarów skupionych, czyli podług nacisków osi pociągu, możemy sobie ułatwić możolne te obliczenia, posilując się tablicami poniższymi *) sumy ΣP_n nacisków osiowych i ΣM_n ich momentów M_n . Wartości tablicy I obliczono na zasadzie pociągu, złożonego z dwóch parowozów z tendrami, podług rys. 1074 i 1075, a mianowicie z kominami naprzód zwróconymi, oraz z szeregu wagonów z tyłu doczepionych, podł. rys. 1076.

Wartości tablicy II obliczono dla pociągu z dwóch parowozów, zwróconych kominami ku sobie, przedni bez tendra, za drugim zaś tender i szereg wagonów, przyczem naciski i odstępy poszczególnych osi liczono podług rys. 1074, 1075 i 1076.

*) Podług Pałona.

W tablicach tych oznacza n ilość osi, branych w rachubę, poczynając od naprzędniej jako pierwszej; l cały odstęp między pierwszą a ostatnią z tych osi; ΣP_n sumę nacisków tych osi, a więc całkowitą wagę tej części pociągu, jaką bierzemy w rachubę; wreszcie ΣM_n moment tych nacisków względem ostatniej (tylnej) z osi, branych w rachubę.

I.

Tablica sum: ΣP_n nacisków osi i ΣM_n ich momentów

względem osi ostatniej, dla pociągu o dwóch parowozach rosyjskich, kominami naprzód zwróconych, z tendrami i szeregiem wagonów podł. rys. 1074, 1075 i 1076.

n	l	ΣP_n	ΣM_n	n	l	ΣP_n	ΣM_n	n	l	ΣP_n	ΣM_n
	m	t	t m		m	t	t m		m	t	t m
1	0	15,0	0	21	54,2	265	8813,25	41	130,2	465	36173,25
2	1,3	30,0	19,5	22	58,0	275	9820,25	42	134,0	475	37940,25
3	2,6	45,0	58,5	23	61,8	285	10865,25	43	137,8	485	39745,25
4	3,9	60,0	117,0	24	65,6	295	11948,25	44	141,6	495	41588,25
5	8,4	72,5	387,0	25	69,4	305	13069,25	45	145,4	505	43469,25
6	10,0	85,0	503,0	26	73,2	315	14228,25	46	149,2	515	45388,25
7	11,6	97,5	639,0	27	77,0	325	15425,25	47	153,0	525	47345,25
8	16,1	112,5	1077,75	28	80,8	335	16660,25	48	156,8	535	49340,25
9	17,4	127,5	1224,0	29	84,6	345	17933,25	49	160,6	545	51373,25
10	18,7	142,5	1389,75	30	88,4	355	19244,25	50	164,4	555	53444,25
11	20,0	157,5	1575,0	31	92,2	365	20593,25	51	168,2	565	55553,25
12	24,5	170,0	2283,75	32	96,0	375	21980,25	52	172,0	575	57700,25
13	26,1	182,5	2555,75	33	99,8	385	23405,25	53	175,8	585	59885,25
14	27,7	195	2847,75	34	103,6	395	24868,25	54	179,6	595	62108,25
15	31,4	205	3569,25	35	107,4	405	26369,25	55	183,4	605	64369,25
16	35,2	215	4348,25	36	111,2	415	27908,25	56	187,2	615	66668,25
17	39,0	225	5165,25	37	115,0	425	29485,25	57	191,0	625	69005,25
18	42,8	235	6020,25	38	118,8	435	31100,25	58	194,8	635	71380,25
19	46,6	245	6913,25	39	122,6	445	32753,25	59	198,6	645	73793,25
20	50,4	255	7844,25	40	126,4	455	34444,25	60	202,4	655	76244,25

II.

Tablica sum: ΣP_n nacisków osi i ΣM_n ich momentów

względem osi ostatniej, dla pociągu o dwóch parowozach rosyjskich, kominami ku sobie zwróconych, przedni parowóz bez tendra, za drugim zaś tender i szereg wagonów, podł. rys. 1074, 1075 i 1076.

n	l	ΣP_n	ΣM_n	n	l	ΣP_n	ΣM_n	n	l	ΣP_n	ΣM_n
	m	t	t m		m	t	t m		m	t	t m
1	0	15,0	0	21	58,8	257,5	9455	41	134,8	457,5	36245
2	1,3	30,0	19,5	22	62,6	267,5	10434	42	138,6	467,5	37984
3	2,6	45,0	58,5	23	66,4	277,5	11450	43	142,4	477,5	39760
4	3,9	60,0	117,0	24	70,2	287,5	12505	44	146,2	487,5	41575
5	9,3	75,0	441,0	25	74,0	297,5	13597	45	150,0	497,5	43427
6	10,6	90,0	538,5	26	77,8	307,5	14728	46	153,8	507,5	45318
7	11,9	105,0	655,5	27	81,6	317,5	15896	47	157,6	517,5	47246
8	13,2	120,0	792	28	85,4	327,5	17103	48	161,4	527,5	49213
9	17,7	132,5	1332	29	89,2	337,5	18347	49	165,2	537,5	51217
10	19,3	145,0	1544	30	93,0	347,5	19630	50	169,0	547,5	53260
11	20,9	157,5	1776	31	96,8	357,5	20950	51	172,8	557,5	55340
12	24,6	167,5	2358	32	100,6	367,5	22309	52	176,6	567,5	57459
13	28,4	177,5	2995	33	104,4	377,5	23705	53	180,4	577,5	59615
14	32,2	187,5	3670	34	108,2	387,5	25140	54	184,2	587,5	61810
15	36,0	197,5	4382	35	112,0	397,5	26612	55	188,0	597,5	64042
16	39,8	207,5	5133	36	115,8	407,5	28123	56	191,8	607,5	66383
17	43,6	217,5	5921	37	119,6	417,5	29671	57	195,6	617,5	68821
18	47,4	227,5	6748	38	123,4	427,5	31258	58	199,4	627,5	70968
19	51,2	237,5	7612	39	127,2	437,5	32882	59	203,2	637,5	73352
20	55,0	247,5	8515	40	131,0	447,5	34545	60	207,0	647,5	75775

2. (§ 7) Przy obliczaniu siatkownicy (belki siatkowej) uważamy ją za powstałą z nałożonych na siebie, a względem siebie przesuniętych kratownic składowych (belek kratowych). Kratownicę taką obciążamy albo obciążeniem zastępczym, przesunięciem na pół jej pola poza ostatni węzeł obciążony, albo też szeregiem przepisanych ciężarów. Obliczamy siłę poprzeczną dla przekroju leżą-

cego o $1/2$ pola poza ostatnim węzłem obciążonym, w kierunku nieobciążonej części przeszła. Otrzymałą w ten sposób siłę poprzeczną rozdzielamy równomiernie między wszystkie kratownice składowe, na jakie podzieliłszy siatkownicę. Należy przytem uwzględnić położenie jezdni (górną czy dolną). Dla przeszła do 32 m (15 saż.) rozpiętości tak obliczone naprężenia powiększa się jeszcze o 10% przy podporach, o 15% w pośrodku, w punktach zaś pośrednich o procent pośredni (w stosunku oddaleń przekroju od podpory i środka). Pasom siatkownic trzeba nadać niezbędną sztywność w kierunku pionowym.

3. (§ 8) **Odwiatrowniki** obliczamy w założeniu parcia wiatru 235 kg/m^2 ($1\frac{1}{3}$ puda/stopę kw.) dla przeszła pociągiem nieobciążonego, z dodatkiem parcia $132,2 \text{ kg/m}^2$ ($\frac{3}{4}$ puda/st. kw.) bocznej powierzchni pociągu. Powierzchnię boczną jednej strony dźwigara uważa się za pełno obciążoną wiatrem, powierzchnię drugiego dźwigara natomiast za obciążoną wiatrem tylko częściowo. Uwzględniając te okoliczności, można razem średnio liczyć: dla pary siatkownic 60%, a dla pary kratownic 50% pola, objętego obwodem zewnętrznym dźwigara. Gdy pomost leży na wysokości górnego lub dolnego pasa, natenczas obliczone tak parcie wiatru rozdzielamy równomiernie między górne i dolne wykrzyżowanie, bez dodatku parcia na pomost.

Jeżeli jednak pomost leży nad lub pod jednym z pasów dźwigara, to parcie wiatru na boczną powierzchnię pomostu dolicza się w całości do tego wykrzyżowania, przy którym leży pomost.

Gdy pomost leży nad dźwigarem, to wiatr uderza w pociąg zupełnie nieosłonięty dźwigarem. Natenczas liczymy na każde wykrzyżowanie odwiatrowe górne i dolne, parcie wiatru przypadające na pas płaszczyzny, wysokości 1,8 m (6 st.). Jeżeli zaś pomost znajduje się przy dolnym pasie dźwigara, to całkowite parcie wiatru na pociąg odnosimy do wykrzyżowania dolnego. Natenczas na pociąg częściowo osłonięty dźwigarem, należy liczyć 3 do 2,75 m (10 do 7,5 stóp) wysokości pasa powierzchni napieranej przez wiatr, odnosząc ją w całości do wykrzyżowania dolnego. Przy wysokości dźwigara 1,08 m (0,5 saż.) pas 3,0 m (10 st.) wysoki liczymy jako napierany przez wiatr; przy 6,4 m (3 saż.) lub większej wysokości dźwigara liczymy 2,75 m (7,5 st.) wysokości owego pasa; wreszcie dla dźwigarów o wysokościach pośrednich bierzemy też wartości pośrednie między 3 a 2,75 m.

4. (§ 9 i 10) Do **oznaczania przekrojów** części mostowych z żelaza z lipnego służą wzory:

$$k = \frac{P + 0,6 P'}{F} \text{ dla pasów, a } k' = \frac{M}{W} + \frac{0,5 P'}{F} \text{ dla poprzecznic.}$$

We wzorach tych oznacza:

k i k' naprężenia dozwolone (p. poniżej pod 5), jeżeli zaniedbujemy parcie wiatru, a z jego uwzględnieniem naprężenie, nieprzekraczające 762 kg/cm^2 (300 pud/cal kw.);

- P i M siłę w pasie (kg) i moment gnący poprzecznicę (kg cm),
powodowany ciężarami pionowymi;
 P' siłę (kg) powstającą w pasie, wzgl. w poprzecznicy, pod wpływem wiatru;
 F przekrój pasa, wzgl. poprzecznicy, w cm^2 , W zaś moment wytrzymałości tegoż przekroju, w cm^3 .

Na ciągnięcie oblicza się przekrój netto, t. j. z potrąceniem wszystkich dziur nitowych, na ciśnienie przekrój pół netto, t. j. z potrąceniem połowy tychże dziur; momenty statyczne i bezwładności obliczają się natomiast zawsze dla całego przekroju bez potrąceń. Dłuższe pręty ściskane wypada obliczać i na wyboczenie, lecz nowe przepisy tego dotyczące mają niebawem być wydane, a i przepisy powyższe z pod 4. mają ulegz zmianie.

5. Naprężenia dozwolone w częściach żelaznych, w kg/cm^2 (por. T. I str. 340 i 341).

a. (§ 11) Żelazo zlipne.

α) W mostach rozpiętości do 15 m, oraz w częściach pomostu przesł dowolnej rozpiętości:

$k = k_s = 600$ netto; $k_s = 600$ w nitach, a $k_s = 350$ w środniku (ściance pionowej) blachownic i t. p.

$k_s = 500$ w nitach, przytwierdzających podłużnice do poprzecznicy i poprzecznicy do dźwigarów głównych.

β) W mostach rozpiętości ponad 15 m, w dźwigarach głównych: k (półnetto) i k_s (netto) = 700.

γ) W siatkownicach i kratownicach:

w pasach, stojcach i przekątnikach: k (półnetto) = 700, k_s (netto) = 725; $k_s = 600$ w nitach, a $k_s = 450$ w blachach pionowych (środnikach) wzdłuż.

δ) W odwiatrownikach i t. p.: $k_s = 900$, a w nitach $k_s = 750$.

b. (§ 12) Żelazo zlewne:

α) W mostach rozpiętości do 15 m, oraz w częściach pomostu przesł dowolnej rozpiętości:

$k = k_s = 650$ (netto); $k_s = 375$ w blachach pionowych (środnikach) i t. p.

β) W mostach rozpiętości od 15 m do 32 m włącznie, w samych dźwigarach głównych:

$k = k_s = 725$ (netto); $k_s = 425$ w blachach pionowych (środnikach) i t. p.

γ) W mostach rozpiętości ponad 32 m, w samych dźwigarach głównych:

k (półnetto) = k_s (netto) = 775 w pasach, a 750 w przekątnikach i stojcach.

δ) W wykrzyżowaniach poziomych i pionowych, w mostach rozpiętości do 32 m włącznie:

k (półnetto) = 800; k_s (netto) = 900, a w mostach rozpiętości ponad 32 m k i k_s o 50 większe.

Uwaga. Stosując do mostu różne gatunki żelaza (zlipne i zlewne), trzeba przynajmniej każdą zasadniczą część mostu, a więc: pas dolny, pas górny, stojce, przekątniki, poprzecznice, podłużnice wykonać z tego samego gatunku żelaza.

6. Dozwolone ugięcia się mostów żelaznych *).

Uwaga. Stosunek wysokości dźwigara do jego rozpiętości oznaczymy przez α , stosunek ugięcia do rozpiętości przez φ . Obciążenie pociągiem normalnym podług punktu 1.

Ugięcia trwałe (pozostające po odciążeniu): $\varphi < 0,0002$.

Ugięcia sprężyste: a) mostów do 10,7 m (5 saż.) rozpiętości: gdy $\alpha < 0,1$, ma być $\varphi < 1/150$; gdy $\alpha \geq 0,1$, ma być $\varphi < 0,001$;

b) mostów rozpiętości ponad 10,7 m (5 saż.): gdy $\alpha < 0,1$, ma być $\varphi < 0,0008$; gdy $\alpha \geq 0,1$, ma być $\varphi < 1/1500$.

7. Mosty drewniane. Naprężenia dozwolone podano w Tomie I str. 341. Każde z naprężeń tam podanych można jednak zwiększyć o 12,7 kg/cm² (5 pud/cal kw.), jeżeli w obliczeniach uwzględniono i parcie wiatru, a nadto dla budowli tymczasowych można jeszcze zwiększyć wszystkie te naprężenia o 25%.

Mosty kolejowe oblicza się na podstawie obciążenia pociągiem zestawionym w sposób przepisany **). Dozwolono jednak zastąpić pociąg ten obciążeniem zastępczym, równomiernie na długość rozłożonym, podług tablicy poniżej podanej. Dla rozpiętości pośrednich, tablicą nie objętych, oznaczamy obciążenia zastępcze przez interpolację. Podobnie też dla dowolnych przekrojów między podporą a środkiem dźwigara oznaczamy wartości pośrednie obciążeń zastępczych, przyczem dla uproszczenia obliczeń można całą rozpiętość (stosownie do jej wielkości) podzielić tylko na 6 do 12-tu pól. Oznaczywszy obciążenia zastępcze dla przekrojów, rozgraniczających te pola, obliczamy wszystkie przekroje danego pola na zasadzie obciążeń niezmiennających się, a mianowicie równych średniej wielkości między obciążeniami, obliczonymi dla granic danego pola.

Obciążenia zastępcze na drewniane mosty kolejowe.

Rozpiętości		Równomierne obciążenie zastępcze, rozłożone na całej rozpiętości:				Równomierne obciążenie zastępcze, rozłożone od podpory do środka, dla największej siły poprzecznej w przekroju środkowym	
		Dla największych momentów gnących i sił poprzecznych tuż przy, wzgl. nad podporą		Dla największych momentów w pośrodku rozpiętości			
m	saż.	ton/m b.	pud/st. b.	ton/m b.	pud/st. b.	ton/m b.	pud/st. b.
2,13	1	19,45	362	14,08	262	28,11	523
4,27	2	15,21	283	12,41	231	19,40	361
6,40	3	12,95	241	11,34	211	16,50	307
8,53	4	9,94	185	9,03	168	13,81	257
10,67	5	8,17	152	7,15	133	11,82	220
12,80	6	7,68	143	6,40	119	10,80	201
14,94	7	7,42	138	6,02	112	9,78	182
17,07	8	7,15	133	5,75	107	9,08	169
19,20	9	6,88	128	5,64	105	8,54	159
21,34	10	6,72	125	5,59	104	8,22	153
25,60	12	6,40	119	5,54	103	7,68	143
32,00	15	6,18	115	5,43	101	7,04	131
42,67	20	5,80	108	5,27	98	6,50	121
53,34	25	5,48	102	5,16	96	6,23	116
64,01	30	5,16	96	5,00	93	6,02	112
74,67	35	4,89	91	4,78	89	5,86	109

*) Zbiór rozporządzeń minist. dróg i kom. Petersburg 1900, a. Tom II, str. 37.

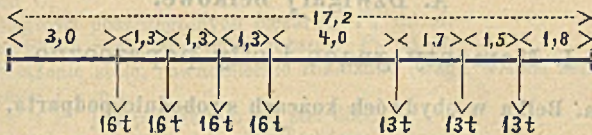
***) Tamże, str. 54 i nast.

Naprężenia dozwolone i obciążenia dźwigarów dachowych śniegiem i wiatrem podano w Tomie I str. 340.

III. Parowóz obciążający na mosty austriackich kolei państwowych

podajemy w rys. 1077, a o naprężeniach dozwolonych p. T. 1 str. 341.

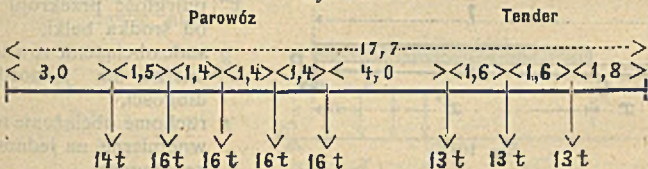
Rys. 1077.



IV. Przepisy Związku kolei niemieckich.

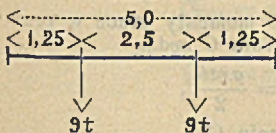
Podług § 15 a. Warunków Technicznych Związku, mosty, nowo się budujące lub ulegające przebudowaniu, należy obliczać przynajmniej na szereg ciężarów z dwóch parowozów i nieograniczonej liczby wagonów doprzęgniętych, biorąc naciski i wzajemne odstępy osi podług rys. 1078 i 1079.

Rys. 1078.



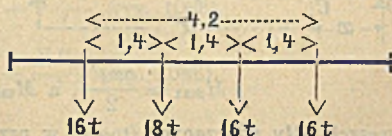
Rys. 1079.

Wagon



Rys. 1080.

Parowóz



Przęsła małej rozpiętości, jako też podłużnice i poprzecznice wogóle, należy obliczać podług szeregu czterech ciężarów po 16 t, w odstępach wzajemnych po 1,4 m, przyczem ciężar, oddziaływający naj-

niekorzystniej na przekrój obliczany, wypada jeszcze powiększyć z 16 na 18 t, por. rys. 1080, w którym powiększono w ten sposób ciężar drugi z rzędu.

II. USTROJE MOSTOWE I DACHOWE.

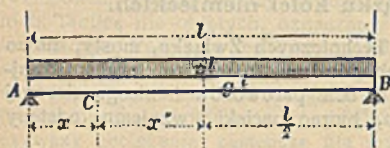
A. Dźwigary belkowe.

I. Momenty gnące i siły poprzeczne.

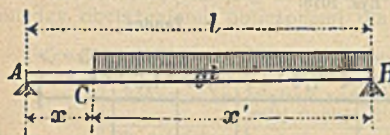
a. Belka w obydwóch końcach swobodnie podparta.

1. Bezpośrednie obciążenie równomierne.

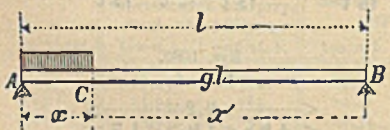
Rys. 1081.



Rys. 1082.



Rys. 1083.



Jeżeli (podł. rys. 1081, 1082 i 1083) oznaczymy przez:

A odpór lewej podpory belki,

B odpór prawej podpory,

l rozpiętość,

x i x' odległości przekroju C od A , wzgl. od B ,

x'' odległość przekroju C od środka belki,

g stałe obciążenie równomierne na jednostkę długości,

p ruchome obciążenie równomierne na jednostkę długości,

$g + p = q$ obciążenie całkowite na jednostkę długości,

to momenty gnące w przekroju C będą:

$$M_{\max} = \frac{qx x'}{2}, \text{ a } M_{\min} = \frac{g x x'}{2},$$

wreszcie siły poprzeczne (tnące) w przekroju C :

$$Q_{\max} = g x'' + \frac{p x'^2}{2l}, \text{ a } Q_{\min} = g x'' - \frac{p x'^2}{2l}.$$

M_{\max} pojawia się przy obciążeniu całkowitem, podł. rys. 1081, Q_{\max} przy obciążeniu częściowym, podł. rys. 1082, a Q_{\min} , podł. rys. 1083.

2. Obciążenie bezpośrednie ruchomymi ciężarami skupionymi.

Jeżeli (podł. rys. 1084, 1085 i 1086) oznaczymy przez:

P_a poszczególne ciężary

po lewej stronie od C ,

P_b poszczególne ciężary

po prawej stronie od C ,

P' ciężar znajdujący się nad C ,

a odległości poszczególnych ciężarów P_a od A ,

b odległości poszczególnych ciężarów P_b od B ,

g obciążenie stałe, równomiernie rozłożone (waga własna belki, pomostu i t. p.),

(l , x x' i x'' jak poprzednio na str. 658),

to moment gnący w przekroju C będzie:

$$M_{\max} = \frac{x}{l} \sum b P_b + \frac{x'}{l} \sum a P_a + \frac{P' x x'}{l} + \frac{g x x'}{2}.$$

Jeżeli moment gnący

istotnie ma się stać najwię-

kszością, to ciężar P' , na-

sunięty nad przekrój C , po-

winien być możliwie naj-

większy z danego szeregu

ciężarów, a cały ten szereg

(np. pociąg kolejowy) na-

leży tak ustawić, aby:

$$\frac{P' + \sum P_b}{\sum P_a} > \frac{x'}{x}, \text{ oraz}$$

$$\frac{\sum P_b}{P' + \sum P_a} < \frac{x'}{x}.$$

Siły poprzeczne (tnące) w przekroju C będą:

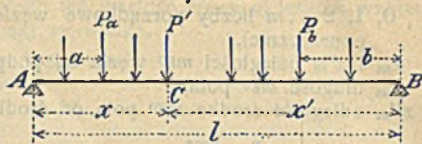
$$Q_{\max} = g x'' + \frac{\sum P_b}{l} \quad (\text{rys. 1085}),$$

$$Q_{\min} = g x'' - \frac{\sum P_a}{l} \quad (\text{rys. 1086}).$$

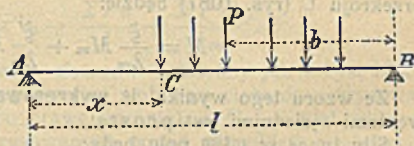
3. Pośrednie obciążenie równomierne.

Na dźwigary główne mostów żelaznych ciężary działają zazwyczaj pośrednio, a mianowicie za pośrednictwem poprzecznic, które są znów podporami dla podłużnic mniejszej rozpiętości, obciążonych

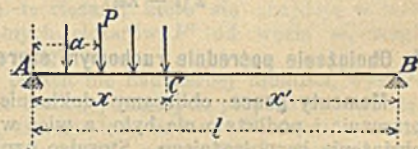
Rys. 1084.



Rys. 1085.



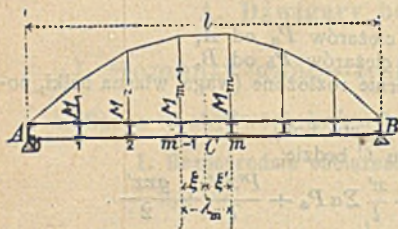
Rys. 1086.



dopiero bezpośrednio. Znakowanie, podane na str. 658, uzupełniamy, z uwzględnieniem rys. 1087 i 1088, oznaczając dodatkowo przez:

- 0, 1, 2... m liczby porządkowe węzłów (punktów przyłączenia poprzecznic),
 x_m i x'_m odległości m go węzła od podpór A i B ,
 λ_m długość m go pola,
 x''_m odległość środka m go pola od środka dźwigara.

Rys. 1087.



Momenty gnące w m ym węźle otrzymamy ze wzorów:

$$M_{m \max} = \frac{gx_m x'_m}{2},$$

$$M_{m \min} = \frac{gx_m x'_m}{2}.$$

Jeżeli nadto odległości pewnego, pośredniego przekroju C (leżącego wśród m go pola) od węzła $(m-1)$ go

i m go, oznaczymy przez ξ i ξ' , przyczem $\xi + \xi' = \lambda_m$, to moment przekroju C (rys. 1087) będzie:

$$M = \frac{\xi}{\lambda_m} M_m + \frac{\xi'}{\lambda_m} M_{m-1}.$$

Ze wzoru tego wynika, iż wykresowa momentów między dwoma węzłami sąsiednimi jest prostą.

Siły tnące w m tom polu będą:

$$Q_{m \max} = gx''_m + \frac{px'^2_m}{2(l - \lambda_m)}, \quad \text{a} \quad Q_{m \min} = gx''_m - \frac{px^2_{m-1}}{2(l - \lambda_m)}.$$

4. Obciążenie pośrednie ruchomym szeregiem ciężarów skupionych.

Momenty gnące obliczamy dokładnie tak samo, jak gdyby poprzecznic i podłużnic nie było, a więc w sposób podany pod 2. dla obciążenia bezpośredniego. Stosując oznaczenia z rys. 1087 i 1088, otrzymamy wzór:

$$M_{m \max} = \frac{x_m}{l} \sum b P_b + \frac{x'_m}{l} \sum a P_a + \frac{x_m x'_m}{l} P_i + \frac{gx_m x'_m}{2}.$$

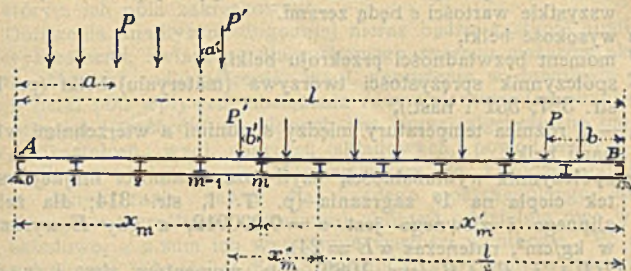
W pośrednim przekroju C m go pola (podobnie jak pod 3.) moment wyrazi się wzorem:

$$M = \frac{\xi}{\lambda_m} M_m + \frac{\xi'}{\lambda_m} M_{m-1}.$$

Podstawiając we wzorze tym za M_m i M_{m-1} ich wartości największe, otrzymamy M_{\max} . Ponajczęściej jednak największości momentów w $(m-1)$ ym i w m ym węźle wymagają odmiennego usta-

wienia szeregu ciężarów na przęśle; największości te nie pojawiłyby się zatem jednocześnie, dlatego też wartość M_{\max} , określona wzorem powyższym, będzie zazwyczaj za wielka.

Rys. 1088.



Siły tnące w m ym polu będą:

$$Q_{m \max} = gx''_m + \frac{\sum P b}{l} - \frac{\sum P' b'}{\lambda_m} \quad i$$

$$Q_{m \min} = gx''_m - \frac{\sum P a}{l} + \frac{\sum P' a'}{\lambda_m}.$$

Pojawiają się one, gdy szereg ciężarów ustawimy jak w rys. 1088, a mianowicie: $Q_{m \max}$ pod wyłącznym wpływem ciężarów, wrysowanych tuż nad dźwigarem (po prawej stronie), a $Q_{m \min}$ pod wyłącznym wpływem ciężarów, wrysowanych ponad rysunkiem właściwym (po lewej stronie).

Symbole $\sum P b$ i $\sum P a$ obejmują wszystkie ciężary bez wyjątku, a $\sum P' b'$ i $\sum P' a'$ tylko te ciężary, które się znajdują w m ym polu. Odległości poszczególnych ciężarów P' od węzła m , wzgl. $m-1$, oznaczono przez b' , wzgl. a' .

Do obliczenia $Q_{m \max}$ w polach nie nadmiernej długości, wystarcza zazwyczaj uwzględnienie dwóch poniższych położzeń szeregu ciężarów: 1) przedni ciężar P_1 szeregu leży nad m i 2) drugi z rzędu ciężar nasunął się nad m . Gdy się w przypadku 1) dopełnia warunek:

$$(\sum P) : P_1 < l : \lambda_m,$$

natenczas otrzymane Q_m będzie największością, w razie przeciwnym wypada przesunąć szereg ciężarów i obliczyć Q_m dla przypadku 2). W sposób podobny oznaczamy $Q_{m \min}$.

b. Swobodnie podparta belka wieloprzęsłowa, bez przegubów *).

1. Momenty gnące.

Wprowadzamy znakowania poniższe (p. rys. 1089):

M_{r-1} , M_r i M_{r+1} momenty nadpodporowe r -tego i $(r+1)$ go przęśla, a więc pojawiające się nad podporami $r-1$, r i $r+1$.

*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen. Wyd. II, T. II, Dział 2; Lipsk 1896, u Baumgärtner'a.

l_r i l_{r+1} rozpiętości r -tego i $(r+1)$ -go przęsła, e_{r-1} , e_r i e_{r+1} (p. rys. 1093), obniżenia podpór względnie do ich poziomu zasadniczego. Gdy wszystkie podpory leżą pierwotnie na tym poziomie i nie obniżają się pod obciążeniem, wszystkie wartości e będą zerami.

h wysokość belki,

J moment bezwładności przekroju belki,

E spólczynnik sprężystości tworzywa (materiału) belki (p. T. I str. 327, 331 i nast.),

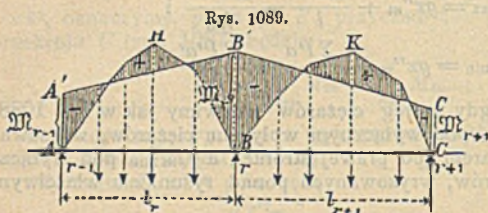
$t_u - t_0$ różnica temperatury między spodnimi a wierzchnimi włóknami belki,

α spólczynnik wydłużalności, czyli rozszerzalności liniowej wskutek ciepła na 1° zagrzania (p. T. I, str. 314; dla żelaza zlipnego i zlewnego jest $\alpha = 0,000012$, a gdy E wyrazimy w kg/cm^2 , natenczas $\alpha E = 24$).

$AHBA$ i $BKCB$ (rys. 1089) pola momentów r -tego i $(r+1)$ -go przęsła oswobodzonego, t. j. wyciętego z belki wieloprzęstowej i swobodnie podpartego,

\mathcal{Q}_r moment statyczny płaszczyzny $AHBA$ względem pionu przez A ,

\mathcal{R}_{r+1} moment statyczny płaszczyzny $BKCB$ względem pionu przez C .



Jeżeli nadto założymy, że J , E , h , oraz $t_u - t_0$ są stałemi, to ważnym będzie równanie:

I. $\mathcal{M}_{r-1} l_r + 2\mathcal{M}_r(l_r + l_{r+1}) + \mathcal{M}_{r+1} l_r + 1 = N_r$, w którym

$$\text{II. } N_r = -6 \left(\frac{\mathcal{Q}_r}{l_r} + \frac{\mathcal{R}_{r+1}}{l_{r+1}} \right) - 6 EJ \left(\frac{e_{r-1}}{l_r} - \frac{e_r(l_r + l_{r+1})}{l_r l_{r+1}} + \frac{e_{r+1}}{l_{r+1}} \right) - 3 \alpha EJ (t_u - t_0) \frac{l_r + l_{r+1}}{h}.$$

W równaniu I znamy tylko N_r , określone wzorem II ze znanych, albo założonych wartości, stanowiących prawą stronę tegoż równania II.

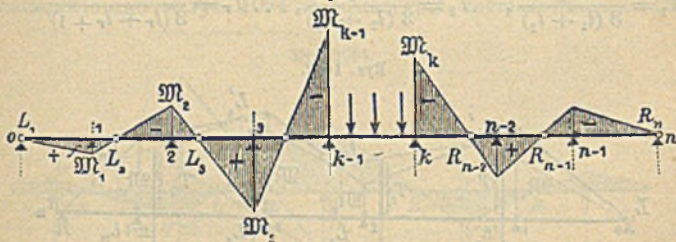
Jeżeli belka wieloprzęstowa ma n przęseł, a więc $n+1$ podpór, to będzie $n+1$ niewiadomych momentów nadpodporowych \mathcal{M} . Ustawiając równania o postaci I kolejno dla każdej pary przęseł sąsiednich, otrzymamy $n-1$ takich równań, a więc o dwa mniej niż liczba momentów \mathcal{M} . Dwa z nich muszą zatem być albo z góry dane (np. $\mathcal{M}_0 = 0$ i $\mathcal{M}_n = 0$, gdy końce belki podparte swobodnie), albo określone dwoma warunkami dodatkowymi (np. jeżeli końce belki są stale osadzone, znamy ich kąty osadzenia).

Obliczywszy w ten sposób momenty nadpodporowe M , które w rys. 1089 liczone jako odjemne, wykreślamy je w postaci rzędnych nad podporami. Łącząc końce A' , B' , C' tych rzędnych liniami prostymi $A'B'$ i $B'C'$, otrzymamy wykres momentów (rys. 1089), w którym ich pola zakreskowano.

Obliczenia analityczne dogodniej nieraz będzie zastąpić analityczno-wykreślnymi, zwłaszcza dla ruchomego szeregu ciężarów skupionych. Moment, odkształcenie, wzgl. naprężenie w dowolnym przekroju belki pod wpływem obciążenia równomiernego (np. wagi własnej przęsła) i ciężarów skupionych jest sumą algebraiczną momentów, odkształceń, wzgl. naprężeń składowych, powodowanych poszczególnymi obciążeniami. Możemy zatem dla każdego obciążenia (a w danym razie, nawet dla każdego poszczególnego ciężaru skupionego w określonym położeniu) obliczyć oddzielnie owe wartości składowe, a z sum ich wytworzyć wartości wynikowe. W przypuszczeniu, że wartości te dla obciążenia równomiernego już znamy, np. że obliczyliśmy je analitycznie, wykreślamy je wyłącznie tylko dla ruchomego szeregu ciężarów. Obciążamy kolejno tylko jedno przęsło i zakładamy, że pozostałe są zupełnie nieobciążone, zanedbujemy zatem na razie nawet ich wagę własną. Zakładając nadto, że wszystkie podpory leżą w jednym poziomie, a więc że wszystkie wartości $e = 0$, oraz że i wszystkie wartości $t_u - t_0 = 0$, wreszcie że obciążamy szeregiem ciężarów tylko k te przęsło (rys. 1090), możemy posługiwać się poniżej opisanym sposobem wykreślnym.

W każdym polu nieobciążonym wykresowa momentów jest linią prostą, przechodzącą przez punkt zerowy L momentu, czyli przez punkt zwrotny osi odkształconej. Dla przęsła nieobciążonego poło-

Rys. 1090.

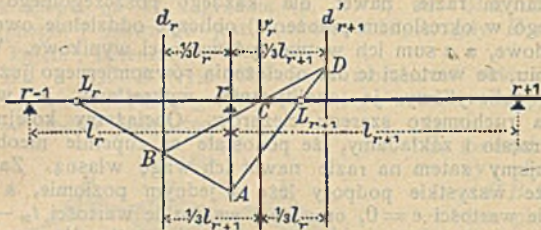


żenie tego punktu L jest stałe, niezależne od zmiany obciążeń w k tem przęsle, a jedynie zależne od rozstawienia podpór pod belką wieloprzęsłową. Właściwość ta da nam dogodny sposób wykreślenia momentów nadpodporowych, po uprzednim oznaczeniu owych punktów zerowych. Pierwszy punkt zerowy L_1 jest równocześnie punktem podparcia O , jeżeli koniec belki spoczywa swobodnie.

Ze znanego położenia punktu zerowego L_r (rys. 1091) wyznaczamy położenie następnego L_{r+1} w sposób następujący:

Po obu stronach podpory r (rys. 1091) wykreślamy pionowe w odstępach $\frac{1}{3}$ rozpiętości odnośnego przęsła, a więc pionowe d_r i d'_{r+1} , jako też pion pomocniczy v_r przez C , t. j. w odstępach $\frac{1}{3}l_r$ od pionu d'_{r+1} , a w odstępach $\frac{1}{3}l_{r+1}$ od pionu d_r . Przez L_r kreślimy dowolną prostą, przecinającą pion d_r w B , a pion podporowy r w punkcie A . Kreślimy następnie prostą BC aż do D , jako też DA , która przecina oś belki w szukanym punkcie zerowym L_{r+1} . W sposób powyższy, zaczynając od L_1 z lewej strony (rys. 1090), możemy wyznaczyć kolejno L_2, L_3, \dots , a zaczynając od prawej podpory krańcowej n , wyznaczyć punkty zerowe $R_n, R_{n-1}, R_{n-2}, \dots$.

Rys. 1091.

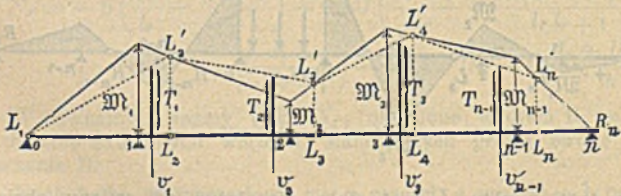


Znając punkty zerowe L i R , można dla każdego obciążenia belki, o końcach swobodnie podpartych, wyznaczyć wykreslinie momenty $\mathfrak{M}_1, \mathfrak{M}_2, \dots, \mathfrak{M}_r$ w sposób następujący (rys. 1092):

Na pionach pomocniczych $v_1, v_2, \dots, v_r, \dots$ odcinamy kresy równe wielkości momentów:

$$T_1 = \frac{N_1}{3(l_1 + l_2)}, \quad T_2 = \frac{N_2}{3(l_2 + l_3)}, \quad \dots, \quad T_r = \frac{N_r}{3(l_r + l_{r+1})} \dots$$

Rys. 1092.



i prowadzimy przez końce tych kres linię łamaną $L_1 L'_2 L'_3 \dots L'_r \dots L'_n$ tak, aby jej punkty załomów leżały na pionach, przełożonych przez punkty zerowe $L_2, L_3, \dots, L_r, \dots, L_n$. Następnie, zaczynając od podpory n , prowadzimy przez punkty L' drugą linię łamaną tak, aby jej punkty załomów leżały pionowo nad podporami. Druga ta linia łamana jest wykresową momentów nadpodporowych \mathfrak{M} , odcina bo-

wiem ich wartości M_1, M_2, \dots, M_r na pionach podporowych. W rys. 1092 wszystkie T wykreślono jako odjemne, a zatem i wszystkie momenty podporowe wypadają odjemne. Założyliśmy wprawdzie, że obciążenie równomierne g , obniżenia podpór e , oraz różnica temperatur $t_u - t_o$ są zerami, mimo to możemy sposób ten zastosować i do wyznaczenia momentów podporowych wywołanych:

- 1) stałym obciążeniem równomiernie rozłożonym g ,
- 2) obniżeniami e podpór (p. rys. 1093)
- 3) różnicą temperatur $t_u - t_o$.

W przypadku 1) należy wprowadzić wartości:

$$T_r = - \frac{g (l_r^3 - l_r^3 + 1)}{12 (l_r + l_r + 1)},$$

a w przypadku 2):
$$T_r = - \frac{2 EJ \delta_r}{l_r l_r + 1},$$

w którym to wzorze δ_r oznacza odstęp pionowy punktu podparcia r od prostej, łączącej obydwie sąsiednie punkty podparcia $r-1$ i $r+1$ (p. rys. 1093).

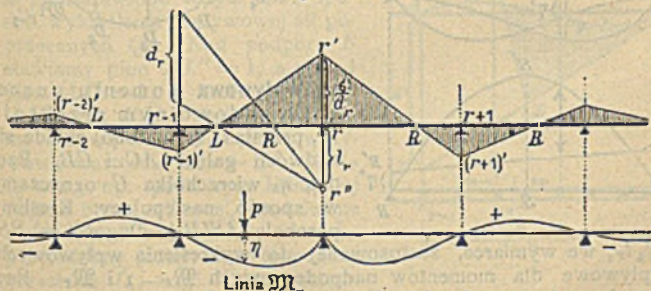
Wreszcie w przypadku

3) wprowadzamy wartość:
$$T_r = - \frac{\alpha EJ (t_u - t_o)}{h}.$$

Działanie ruchomego szeregu ciężarów skupionych uwydatniają najwyraźniej linie wpływowe (p. str. 691 i nast.).

Wpływową momentu nadpodporowego M_r jest linia sznurowa, wykreślona dla odstępów biegunowych $= 1$ i dla obciążenia, przedstawionego w rys. 1094 w postaci pól zakreskowanych. Ob-

Rys. 1094.



ciążające to pole wykreślamy, odcinając pod podporą r kresę pionową $rr'' = l_r$ (w dowolnej, zazwyczaj mniejszej wymiarce). Z końca r'' tej kresy przez punkty zerowe L i R kreślimy proste, które

Wykreśliwszy punkty C dla szeregu przekrojów danego przęsła l_r , otrzymamy kropkowaną (w rys. 1095) wykresową punktów C , t. j. ACB , która posłuży nam do wykreślenia gałęzi AC i CB wpływowej momentu M , w sposób, wskazany w rys. 1096. Długość przęsła dzielimy pionami na dowolną ilość równych części, a kresy tych pionów, między punktami C (wykresowej C) i punktami D (wpływowej momentów nadpodporowych \mathfrak{M}_{r-1}), dzielimy na taką ilość równych części, jaka odpowiada liczbie porządkowej danego pionu podziałowego. A więc kresę C_1D_1 pozostawiamy w całości, kresę C_2D_2 dzielimy na dwie części, kresę C_3D_3 na 3 części i t. d. Łącząc punkty podziałowe w sposób, przedstawiony w rys. 1096, otrzymamy szereg prawych gałęzi BC_1, BC_2, BC_3 i t. d., wpływowych momentu M dla przekrojów C_1, C_2, C_3 i t. d. Lewe gałęzie AC wpływowych momentu M wykreślamy w sposób podobny, posiłkując się jednak wpływową momentów nadpodporowych \mathfrak{M}_r , zamiast wykresowej $AD_1D_2D_3D_4B$ (rys. 1096), będącej wpływową momentów nadpodporowych $\mathfrak{M}_r - 1$.

2. Siły poprzeczne.

Siły poprzeczne we wszystkich przekrojach nieobciążonego przęsła l_r są jednakowe, a mianowicie:

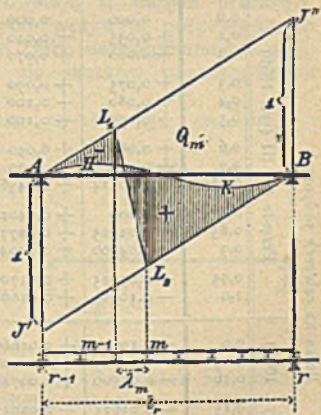
$$Q = \frac{\mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r-1}}{l_r}.$$

Wyznaczenie wpływu obciążenia jakiegokolwiek przęsła na siły poprzeczne przęseł pozostałych wymaga zatem tylko wyznaczenia momentów nadpodporowych (rys. 1090 str. 663).

Dla dowolnego pola λ_m przęsła l_r przedstawiono w rys. 1097 sposób wykreślenia wpływowej siły poprzecznych Q_m . Nad podporą B stawiamy pion $BJ'' = 1$, a pod A pion $AJ' = 1$, i kreślimy proste AJ'' oraz BJ' . Nadto wykreślamy krzywą $AHKB$, będącą wpływową wartości: $(\mathfrak{M}_r - \mathfrak{M}_{r-1}) : l_r$ (a więc, np. podł. rys. 1095, jej rzędne będą: $\eta'' - \eta'$, podzielone przez l_r). Przez krańce pola λ_m prowadzimy piony, których punkty przecięcia L_1 , wzgl. L_2 z prostymi

AJ'' , wzgl. BJ' , łączymy ze sobą, a zakreskowane w rys. 1097 pole AL_1L_2BKH jest żądanym polem wpływowym poprzecznych sił Q_m , działających między $(m-1)$ a m .

Rys. 1097.



(dalszy ciąg str. 669).

Równomiernie obciążona belka, swobodnie spoczywająca na trzech, wzgl. czterech podporach, o przęsłach jednakowej rozpiętości.

(p. 3. na str. 669).

Rys. 1098 i 1099	Sto- sunek $\frac{x}{l}$	Momenty giące			Siły poprzeczne			
		Wpływ obciążenia:			Wpływ obciążenia:			
		stałego <i>g</i>	ruchomego <i>P</i>		stałego <i>g</i>	ruchomego <i>P</i>		
		<i>A</i>	<i>B</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>	<i>F</i>	
Belka na trzech podporach	Przęsło I i II (rys. 1098)	0,0	0,0000	0,00000	0,00000	+ 0,375	+ 0,4375	- 0,0625
		0,1	+ 0,0325	+ 0,03875	- 0,00625	+ 0,275	+ 0,3437	- 0,0687
		0,2	+ 0,0550	+ 0,06750	- 0,01250	+ 0,175	+ 0,2624	- 0,0874
		0,3	+ 0,0675	+ 0,08625	- 0,01875	+ 0,075	+ 0,1932	- 0,1182
		0,375	+ 0,0703	+ 0,09375	- 0,02344	0,000	+ 0,1491	- 0,1491
		0,4	+ 0,0700	+ 0,09500	- 0,02500	- 0,025	+ 0,1359	- 0,1609
		0,5	+ 0,0625	+ 0,09375	- 0,03125	- 0,125	+ 0,0898	- 0,2148
		0,6	+ 0,0450	+ 0,08250	- 0,03750	- 0,225	+ 0,0544	- 0,2794
		0,7	+ 0,0175	+ 0,06125	- 0,04375	- 0,325	+ 0,0287	- 0,3537
		0,75	0,0000	+ 0,04688	- 0,04688	- 0,375	+ 0,0193	- 0,3943
		0,8	- 0,0200	+ 0,03000	- 0,05000	- 0,425	+ 0,0119	- 0,4369
		0,85	- 0,0425	+ 0,01523	- 0,05773	- 0,475	+ 0,0064	- 0,4814
		0,9	- 0,0675	+ 0,00611	- 0,07361	- 0,525	+ 0,0027	- 0,5277
0,95	- 0,0950	+ 0,00138	- 0,09638	- 0,575	+ 0,0007	- 0,5757		
1,0	- 0,1250	0,00000	- 0,12500	- 0,625	0,0000	- 0,6250		
Belka na czterech podporach	Przęsło I i III (rys. 1099)	0,0	0,000	0,000	0,000	+ 0,4	+ 0,4500	- 0,0500
		0,1	+ 0,035	+ 0,040	- 0,005	+ 0,3	+ 0,3560	- 0,0563
		0,2	+ 0,060	+ 0,070	- 0,010	+ 0,2	+ 0,2752	- 0,0752
		0,3	+ 0,075	+ 0,090	- 0,015	+ 0,1	+ 0,2065	- 0,1065
		0,4	+ 0,080	+ 0,100	- 0,020	0,0	+ 0,1496	- 0,1496
		0,5	+ 0,075	+ 0,100	- 0,025	- 0,1	+ 0,1042	- 0,2042
		0,6	+ 0,060	+ 0,090	- 0,030	- 0,2	+ 0,0694	- 0,2694
		0,7	+ 0,035	+ 0,070	- 0,035	- 0,3	+ 0,0443	- 0,3443
		0,7895	+ 0,00414	+ 0,04362	- 0,03948	.	.	.
		0,8	0,000	+ 0,04022	- 0,04022	- 0,4	+ 0,0280	- 0,4280
		0,85	- 0,02125	+ 0,02773	- 0,04898	.	.	.
		0,9	- 0,04500	+ 0,02042	- 0,06542	- 0,5	+ 0,0193	- 0,5191
		0,95	- 0,07125	+ 0,01706	- 0,08831	.	.	.
1,0	- 0,10000	+ 0,01667	- 0,11667	- 0,6	+ 0,0167	- 0,6167		
Belka na czterech podporach	Przęsło II (rys. 1099)	0,0	- 0,10000	+ 0,01667	- 0,11667	+ 0,5	+ 0,5833	- 0,0833
		0,05	- 0,07625	+ 0,01408	- 0,09033	.	.	.
		0,10	- 0,05500	+ 0,00748	- 0,06248	+ 0,4	+ 0,4870	- 0,0870
		0,15	- 0,03625	+ 0,02053	- 0,05678	.	.	.
		0,20	- 0,020	+ 0,030	- 0,050	+ 0,3	+ 0,3991	- 0,0991
		0,2764	0,000	+ 0,050	- 0,050	.	.	.
		0,3	+ 0,005	+ 0,055	- 0,050	+ 0,2	+ 0,3210	- 0,1210
		0,4	+ 0,020	+ 0,070	- 0,050	+ 0,1	+ 0,2537	- 0,1537
		0,5	+ 0,025	+ 0,075	- 0,050	0,0	+ 0,1979	- 0,1979

3. W belkach dwu, wzgl. trzyprzęsłowych, o równej rozpiętości przęseł, otrzymamy największe, wzgl. najmniejsze wartości momentów M i sił poprzecznych Q , w dowolnym przekroju, oddalonym o x od właściwej podpory (podł. rys. 1098 i 1099), ze wzorów:

$$M_{\max} = (Ag + Bp) l^2, \quad Q_{\max} = (Dg + Ep) l,$$

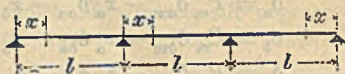
$$M_{\min} = (Ag + Cp) l^2, \quad Q_{\min} = (Dg + Fp) l.$$

We wzorach tych wartości A, B, C, D, E i F zaczerpujemy z tablicy (str. 668), a mianowicie odpowiednie dane wartości $x:l$,

Rys. 1098.



Rys. 1099.



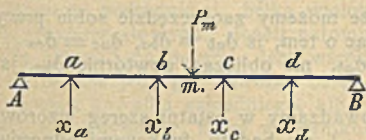
oraz rodzajowi belki i przęśla, równomierne obciążenia zaś, stałe g i ruchome p , oraz rozpiętości l wprowadzamy podług danych zadania.

Dalsze wiadomości o belkach wieloprzęsłowych p. T. I, str. 393 do 396.

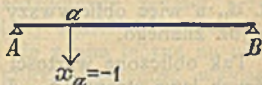
4. Obliczenie belek wieloprzęsłowych z pomocą zasady Maxwell'a, dotyczącej odkształconych. Wiemy, że w dowolnym przekroju belki, względnie w dowolnym punkcie tego przekroju, siła poprzeczna, moment gnący, ugięcie, względnie naprężenie, pod wpływem pewnych obciążeń równomiernych, ciężarów skupionych i sił odporowych, są równe algebraicznej sumie sił poprzecznych, momentów, ugięć, wzgl. naprężeń, jakie powstają w danym przekroju, względnie w danym jego punkcie, pod wpływem poszczególnych obciążeń, ciężarów i sił. Zasada ta jest tylko uszczególnieniem ogólnej zasady mechaniki o sumowaniu się skutków poszczególnych przyczyn.

Wprowadzamy poniższe znakowania i symbole (p. rys. 1100):

Rys. 1100.



Rys. 1101.



$x_a, x_b, x_c \dots$ pionowe odpory podpór $a, b, c \dots$;

$\delta_a, \delta_b, \delta_c \dots$ obniżenia się podpór a, b, c , wskutek ich poddajności, pod wpływem nacisków belki na nie;

P_m ciężar skupiony w dowolnym punkcie m .

A jeżeli całą belkę AB uważać będziemy za swobodnie podpartą tylko w swych końcach A i B , bez dodatkowych podpór pośrednich, to dla tego przypadku wprowadzamy znakowania dodatkowe:

$\delta_{am}, \delta_{bm}, \delta_{cm} \dots$ ugięcia belki w punktach $a, b, c \dots$, pod wpływem ciężaru $P_m = 1$;

$\delta_{aa}, \delta_{ba}, \delta_{ca} \dots$ ugięcia belki w punktach $a, b, c \dots$, pod wpływem siły pionowej $x_a = -1$, w punkcie a ;

$\delta_{ab}, \delta_{bb}, \delta_{cb} \dots$ ugięcia belki w punktach $a, b, c \dots$, pod wpływem siły pionowej $x_b = -1$, w punkcie b ;

$\delta_{ac}, \delta_{bc}, \delta_{cc} \dots$ ugięcia belki w punktach $a, b, c \dots$, pod wpływem siły pionowej $x_c = -1$, w punkcie c i t. d.

Podług powyżej wyłuszczonej zasady o sumowaniu się skutków będzie:

$$\delta_a = P_m \delta_{am} - x_a \delta_{aa} - x_b \delta_{ab} - x_c \delta_{ac} - \dots,$$

$$\delta_b = P_m \delta_{bm} - x_a \delta_{ba} - x_b \delta_{bb} - x_c \delta_{bc} - \dots,$$

$$\delta_c = P_m \delta_{cm} - x_a \delta_{ca} - x_b \delta_{bc} - x_c \delta_{cc} - \dots, \text{ i t. d.}$$

Podług zasady Maxwell'a, o wzajemności przyczyny i skutku, gdy zamienimy nawzajem miejsca ich pojawiania się, a stosującej się do ciężaru i momentu gnącego, albo też, o co nam tu chodzi, do ciężaru i ugięcia belki, będzie:

$$\delta_{am} = \delta_{ma}; \delta_{bm} = \delta_{mb}; \delta_{cm} = \delta_{mc}; \dots$$

$$\delta_{ab} = \delta_{ba}; \delta_{ac} = \delta_{ca}; \dots \delta_{bc} = \delta_{cb}; \dots \text{ i t. d.}$$

Wprowadzając wartości z tych wzorów w poprzednie, przekształcamy je na:

$$\delta_a = P_m \delta_{ma} - x_a \delta_{aa} - x_b \delta_{ba} - x_c \delta_{ca} - \dots$$

$$\delta_b = P_m \delta_{mb} - x_b \delta_{ab} - x_b \delta_{bb} - x_c \delta_{cb} - \dots$$

$$\delta_c = P_m \delta_{mc} - x_c \delta_{ac} - x_b \delta_{bc} - x_c \delta_{cc} - \dots \text{ i t. d.}$$

Poszczególne wartości $\delta_{ma}, \delta_{aa}, \delta_{ba}, \delta_{ca} \dots$ otrzymamy jako rzędne odkształconej belki AB , w punktach $m, a, b, c \dots$, obciążając ją ciężarem $x_a = -1$, skupionym w punkcie a (rys. 1101).

W podobny sposób otrzymamy wartości $\delta_{mb}, \delta_{ab}, \delta_{bb}, \delta_{cb} \dots$, obciążając belkę w punkcie b , ciężarem $x_b = -1$ i t. d.

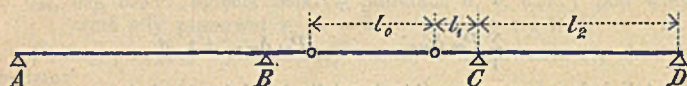
Zaznaczyć jeszcze wypada, że możemy zaoszczędzić sobie pracy przy tych obliczeniach, pamiętając o tem, iż $\delta_{ab} = \delta_{ba}, \delta_{ac} = \delta_{ca} \dots$ i t. d., a więc obliczywszy np. δ_{ab} , nie obliczać powtórnie δ_{ba} , jako już znanego.

Tak obliczone wartości wprowadzamy w ostatni szereg wzorów, których lewe strony ($\delta_a, \delta_b, \delta_c \dots$) są bądźto funkcjami odporów ($x_a, x_b, x_c \dots$), gdy podpory są poddajne, bądź też z góry dane, gdy wszystkie podpory są niepoddajne, a są one wreszcie zerami, gdy wszystkie podpory są niepoddajne i leżą na jednym poziomie. Po tych podstawieniach otrzymamy tyle równań, ile mamy niewiadomych: $x_a, x_b, x_c \dots$, które ze szeregu tych równań najdogodniej będzie oznaczyć w postaci wyznaczników. Jeżeli mamy nie jedną tylko siłę P_m , lecz cały ich szereg; $P_1, P_2, P_3 \dots P_m$, działających

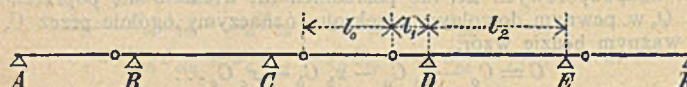
gim zaś układzie naodwrot następują przęsa bezprzegubowe na przemiany z dwuprzegubowemi.

Belka l_2 , leżąca na przęśle bezprzegubowem, przedłuża się poza podporę i sięga na długość l_1 w przęsło przegubowe, a wystający jej koniec l_1 jest niejako **wspornikiem**, na którym spoczywa belka l_0 jednym swym końcem. Dlatego też belki te zwiemy **belkami wspor-**

Rys. 1102.



Rys. 1103.



nikoweml, które w Ameryce północnej znalazły najpierw szerokie zastosowanie do mostów o wielkich rozpiętościach, w Niemczech mimo to zwią belki tego rodzaju belkami ustroju Gerber'a.

Oznaczmy dla najczęściej stosowanych przęseł pośrednich, jak w rys. 1103, przez:

l_0 rozpiętość belki, spoczywającej na dwóch przegubach w przęśle dwuprzegubowem,

l_1 wysięg wspornika poza podporę,

l_2 rozpiętość przęśla bezprzegubowego, a więc długość belki wspornikowej, zmniejszoną o długość wysięgów wspornikowych,
 g_0, g_1 , wzgl. g_2 obciążenia stałe (wagę własną i t. p.), równomiernie rozłożone na rozpiętościach l_0, l_1 , wzgl. l_2 ,

p_0, p_1 , wzgl. p_2 obciążenia ruchome, równomiernie rozłożone na tychże rozpiętościach,

M_0 moment w połowie rozpiętości l_0 ,

M_1 moment nad podporą między l_1 a l_2 ,

M_2 moment w środku przęśla bezprzegubowego,

a otrzymamy wzory:

$$\text{I.} \quad M_{0\max} = (g_0 + p_0) \frac{l_0^2}{8},$$

$$\text{II.} \quad -M_{1\min} = (g_0 + p_0) \frac{l_0^2}{2} l_1 + (g_1 + p_1) \frac{l_1^2}{2} = \frac{l_1}{2} [(g_0 + p_0) l_0 + (g_1 + p_1) l_1],$$

$$\begin{aligned} \text{III.} \quad M_{2\max} &= (g_2 + p_2) \frac{l_2^2}{8} - g_0 \frac{l_0}{2} l_1 - g_1 \frac{l_1^2}{2} = \\ &= (g_2 + p_2) \frac{l_2^2}{8} - \frac{l_1}{2} (g_0 l_0 + g_1 l_1). \end{aligned}$$

Najoszczędniejszym będzie taki stosunek rozpiętości $l_0 : l_1 : l_2$, aby $M_{0\max} = -M_{1\min} = M_{2\max}$, a z warunku tego otrzymamy:

$$\text{IV.} \quad \frac{l_0}{l_1} = 2 \left[1 + \sqrt{\frac{g_1 + p_1}{g_0 + p_0} + 1} \right], \text{ oraz}$$

$$V. \frac{l_2}{l_1} = 2 \sqrt{\frac{2g_0 + p_0}{g_2 + p_2}} \sqrt{\frac{2g_1 + p_1}{2g_0 + p_0} + 2 \left(1 + \sqrt{\frac{g_1 + p_1}{g_0 + p_0} + 1} \right)};$$

a jeżeli $g_0 = g_1 = g_2$, oraz $p_0 = p_1 = p_2$, to wzory powyższe otrzymają postać mniej złożoną, a mianowicie:

$$IVa. \dots \dots \dots \frac{l_0}{l_1} = 2(1 + \sqrt{2}) = 4,8284,$$

$$Va. \frac{l_2}{l_1} = 2(1 + \sqrt{2}) \sqrt{\frac{2g + p}{g + p}} = 4,8284 \sqrt{\frac{2g + p}{g + p}}.$$

W układzie, podług rys. 1102, w przęsłach krańcowych l_2 moment bezwzględnie największy nie pojawia się w połowie rozpiętości l_2 , lecz w punkcie przesuniętym od środka rozpiętości, ku podporze krańcowej D , o:

$$\lambda = \frac{l_1}{2l_2} \cdot \frac{g_0 l_0 + g_1 l_1}{g_2 + p_2},$$

a wartość największego tego momentu będzie:

$$M'_{2\max} = \frac{g_2 + p_2}{8} (l_2 - 2\lambda)^2.$$

Ponieważ belka jest statycznie wyznaczalna, więc dla szeregu ciężarów skupionych, obliczenie nie przedstawia żadnych trudności, o ile położenie ciężarów jest stałe; w przeciwnym zaś razie prędzej do celu doprowadzi nas sposób wykreślny, zwłaszcza uprzednie wykreślenie wpływowych *).

Gdy długość l_2 względnie do l_1 i l_0 nie jest dostatecznie wielka, mogłoby się zdarzyć, że nieobciążona belka l_2 uniesie się ze swej podpory (prawej w rys. 1102 i 1103), a mianowicie pod nadmiernym obciążeniem rozpiętości l_0 i l_1 . Należy zatem sprawdzać, czy nacisk na podpory pozostaje dodatni, a w przeciwnym razie wypada zwiększyć rozpiętość l_2 , albo zmniejszyć l_0 , przedewszystkiem zaś l_1 , jednakże gdy to niemożliwe, wypadaloby belkę l_2 przytwierdzić przyciągami do podpory.

II. Blachownice.

1. Wymiary zasadnicze i przekrój. Jeżeli prześwit przelotu oznaczymy przez l' , to rozpiętość l blachownicy powinna być przynajmniej:

$$l = 1,01 l' + 0,4 \text{ m.}$$

Gdy wysokość ustrojowa nie podlega żadnym ograniczeniom, najdogodniej będzie układać poprzecznicę na górnych pasach blachownic głównych, w przeciwnym zaś razie stosujemy większą ilość

*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstr., 3 wyd. T. I str. 159 i n.

dźwigarów o mniejszej wysokości, a poprzecznicę układamy niżej, między blachownicami głównymi tak, aby spód poprzecznic leżał w poziomie spodu blachownic głównych. Odstępy między poprzecznicami bywają zazwyczaj 1,25 do 3 m, a zaleca się podział rozpiętości blachownicy głównej na nieparzystą ilość pól między poprzecznicami.

Wysokość blachownicy powinna być w granicach: $h = \frac{1}{8} l$ do $\frac{1}{12} l$ dla dźwigarów mostowych (a $h = \frac{1}{12} l$ do $\frac{1}{15} l$ dla dźwigarów w budynkach). Schodząc z wartością h poniżej $\frac{1}{20} l$, zwiększalibyśmy nadmiernie nie tylko wagę dźwigara, lecz i jego ugięcia. Wogóle dla blachownic zaleca się raczej większa wysokość.

Przekrój. Z rodzaju i wielkości obciążenia oznaczamy największy moment gnący M_{\max} w $\text{kg} \cdot \text{cm}$, w sposób podany w rozdz. poprz., oraz w T. I na str. 351 i nast.

Jeżeli k_b (w kg/cm^2) oznacza gięcie bezpieczne tworzywa (materiału) dźwigarowego, to przekrój niebezpieczny dźwigara powinien posiadać niezbędny **moment wytrzymałości** względem poziomej osi ciężkości, a mianowicie:

$$W = \frac{M_{\max}}{k_b} \text{ w } \text{cm}^3.$$

Przekrój symetryczny blachownicy składa się ze środnika (ścianki pionowej), z dwóch do czterech kątowników w pasach i, stosownie do potrzeby, z jednej do trzech par taśm, nanitowanych na owe kątowniki.

Przekrój dźwigara wyznaczamy, odpowiednio do ustanowionej wysokości h i niezbędnego momentu wytrzymałości W , uwzględniając wymagania, podane poniżej pod 2 do 4. Takie wyznaczanie przekroju wymaga zazwyczaj szeregu obliczeń próbnych, których możemy sobie zaoszczędzić, posilując się tablicami ze str. 680 i n, przy czem zaleca się wybrać moment wytrzymałości cokolwiek większy, aniżeli wypadał z obliczenia. Przekrój przedstawiony w rys. 1104 (wymiary w cm), wykazuje, bez taśm pasa, po potrąceniu wszystkich poziomych dziur nitowych, moment bezwładności w cm^4 względem poziomej osi zerowej:

$$\text{I. } J_0 = \frac{1}{12} [b'_1 (h_1^3 - h_2^3) + b_2 (h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3] - \frac{1}{2} d b_2 \left[\frac{1}{2} (h_2 + h_3) \right]^2,$$

w przybliżeniu potrącenie na dziury nitowe.

a moment wytrzymałości w cm^3 będzie:

$$W_0 = 2 J_0 : h_1.$$

Moment bezwładności przekroju, przedstawionego w rys. 1105, z potrąceniem wszystkich czterech pionowych dziur nitowych (t. j. jeżeli przez b i b_1 oznaczymy szerokości, zmniejszone o obydwie średnice dziur nitowych), będzie w cm^4 :

$$\text{II. } J_1 = \frac{1}{12} [b (h^3 - h_1^3) + b_1 (h_1^3 - h_2^3) + b_2 (h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3] = \frac{1}{12} b (h^3 - h_1^3) + J_0,$$

jeżeli przez J_0 oznaczymy podany poniżej moment bezwładności przekroju bez taśm.

Moment wytrzymałości będzie: $W_1 = 2 J_1 : h$.

Gdy w rys. 1105 opuścimy taśmy pasów, natenczas moment bezwładności będzie (w cm^4):

$$\text{III. } J_0 = \frac{1}{12} [b_1 (h_1^3 - h_2^3) + b_2 (h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3],$$

a moment wytrzymałości (w cm^3): $W_0 = 2 J_0 : h_1$.

Oznaczając przez $F' = \frac{1}{2} (h - h_1) b$ przekrój użytkowy jedno taśmy pasa (rys. 1105), otrzymamy w przybliżeniu:

$$\text{IV. } J_1 = J_0 + \frac{1}{2} F' h_1^2, \quad \text{a} \quad F' = \frac{W}{h_1} - \frac{W_0}{h}.$$

Gdy się w rys. 1105 szerokość b taśmy dolnej i górnej zmienia o Δb , czyli F' o $\Delta F'$, natenczas (pod warunkiem, iż $\frac{1}{2} (h - h_1)$ w stosunku do h jest małe) W_1 zmienia się w przybliżeniu o:

$$\Delta W_1 = h \cdot \frac{1}{2} (h - h_1) \Delta b = h \cdot \Delta F'.$$

Jeżeli w rys. 1105 zaniebamy dolną lub górną parę dziur nitowych (w pasie ściskającym), czyli gdy przekrój użytkowy F' blachownicy zwiększy się o $\Delta F' = 2d \frac{1}{2} (h - h_2)$, to (pod warunkiem, iż $\frac{1}{2} (h - h_2)$ względnie do h jest małe) będzie w przybliżeniu:

$$\Delta W_1 = \frac{3}{4} h \cdot \Delta F'.$$

Müller z Wrocławia podaje przybliżony wzór na moment wytrzymałości W_0 blachownicy o wysokości środnika $h_1 < 60$ cm, a więc wzór przydatny do poprzecznic i podłużnic mostowych:

$$W_0 = (0,56 + 0,007 h_1) F_0 h' \text{ cm}^3,$$

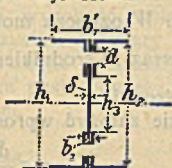
w którym h' oznacza wysokość całej belki, czyli wysokość środnika, zwiększoną o grubość taśm nałożonych, a F_0 przekrój jednego pasa w cm^2 , t. j. przekrój obydwóch kątowników i leżącej między nimi części środnika, oraz taśm nanitowanych.

2. Środnik, czyli pionowa ścianka blachownicy, miewa grubość δ nie poniżej 8 mm, wyjątkowo tylko „ponad 13 mm, a zazwyczaj 10 mm.

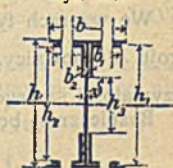
Na środniki o wysokości $h_1 < 80$ cm używamy blach składowych długości normalnej 8 m, a największej 14 m (o cenie z nadwyżką), a gdy wysokość środnika przekracza 80 cm, stosujemy blachy w płytach, wagi do 400 kg, a długości 4 do 5 m.

Złącza środnika. Gdy środnik nie jest całkowity, lecz z dwóch lub kilku części złożony, łączymy te części nawzajem ze sobą, nitując je w łubki o grubości $\frac{2}{3} \delta$ do δ , lecz nie mniejszej niż 8 mm. Złącze to wykonywamy w sposób dwojaki: 1) część środnika między pasami blachownicy otrzymuje łubki, leżące między kątownikami pasa górnego i dolnego, a na pionowych ramionach tychże kątowników nakładamy łubki dodatkowe, mające zastąpić rozcięty przekrój

Rys. 1104.



Rys. 1105.



środnika w części, objętej kątownikami. 2) Łubki zajmują całą wysokość między poziomymi ramionami kątowników pasowych, swemi częściami skrajnymi przylegają one do ramion pionowych tychże kątowników, a częścią środkową leżą na wkładkach, wypełniających przestrzeń między łubką a środkiem. W końcu wspomniane złącze wymaga nieco więcej żelaza, jest jednakże bardziej zaufne, a nadto usztywnia ono znakomicie środek w kierunku pionowym. Suma przekrojów nitów dwuciętych w złączu powinna w przybliżeniu być równą $\frac{5}{4}$ przekroju środka, przyczem wypada baczyć i na to, aby złącze zniosło bezpiecznie tak siłę tnącą jak i moment gnący.

Część tego momentu, jaką ma przenieść środek, oznaczmy przez M_n , całkowity zaś moment, pojawiający się w przekroju złącza, przez M . Moment, przejmowany przez nieprzecięte w tem miejscu części pasów, będzie:

$$M' = M - M_n = \sigma \left(W - \frac{\delta h_0^3}{6h} \right), \text{ a zatem}$$

$$M_n = M - \sigma \left(W - \frac{\delta h_0^3}{6h} \right).$$

We wzorach tych W oznacza moment wytrzymałości całego przekroju blachownicy, wraz ze środkiem, a $\frac{\delta h_0^3}{6h}$ jest momentem wytrzymałości samego środka.

Bezpieczniej będzie założyć wprost:

$$M_n = \sigma \frac{\delta h_0^3}{6h}.$$

Środek usztywniamy nad podporami, oraz w przekrojach, na które cisną większe ciężary skupione, a przy obciążeniu równomiernie rozłożonem (gdy $h_1 > 50$ cm), w odstępach 1,3 do 1,5 m, jednym lub dwoma kątownikami, np. Nr. 6 $\frac{1}{2}$ do 7 $\frac{1}{2}$. Do środków blachownicy bardzo wysokich zaleca się zastosować prócz tego i usztywnienie przekątne przy pomocy kątowników pochyłych, przynitowanych do środka. Nad podporami powinien tak przekrój usztywnienia, jak i przekrój nitów w kątownikach usztywniających, być zdolny do przeniesienia całej siły tnącej. Średnicę nitów w takich usztywnieniach bierzemy około 2 δ , a odstęp nitów = 6 do 8-io krotnej ich średnicy.

3. Kątowniki pasów bywają zazwyczaj nie mniejsze niż Nr. 6 $\frac{1}{2}$, a średnica ich nitów ≥ 20 mm. Najodpowiedniejszą grubością ramion kątownika będzie grubość taśmy pasa lub cokolwiek mniejsza. Przy zastosowaniu kątowników różnoramiennych należy ramię krótsze stawiać pionowo, a dłuższe poziomo. Blachownice z jednym tylko kątownikiem w każdym pasie bywają chyba wyjątkowo wyższe niż 600 mm, a ich kątowniki zazwyczaj nie większe niż 75 · 75 · 10 mm.

Styki wszystkich czterech kątowników pasowych umieszczamy w tym samym przekroju, najprostsze zaś ich złączenie stanowią na-

przekrój równał się przynajmniej $\frac{5}{4}$ przekroju użytkowego taśmy łączonej. Gdy taśma zewnętrzna zakrywa styki taśm wewnętrznych, nakładkę złączową nakładamy na taśmę zewnętrzną, a gdy kilka takich styków leży w pobliżu siebie, mogą one otrzymać spólną na-

Rys. 1107.



Rys. 1108.



kładkę w postaci dłuższej taśmy, nałożonej na taśmę zewnętrzną, p. rys. 1107 i 1108. W rysunkach tych działki $uy = yx = xz = zv$, a w każdej z tych działek mieści się po n nitów, t. j. ilość zastępująca przekrój jednej taśmy.

Przy zastosowaniu taśm różnej grubości, aby złącze było prawidłowem, należy taśmę najcieńszą ułożyć najdalej od nakładki, a więc do wewnątrz, najgrubszą zaś ułożyć tuż pod nakładką, a więc na zewnątrz, a sama nakładka powinna swoją grubością zawsze odpowiadać taśmie najgrubszej. W rys. 1107 można uważać odstęp yz zewnętrznej taśmy pasowej jako nakładkę dla styku x , a nakładkę uv jako przynależną jedynie do złącza zewnętrznej taśmy pasowej, przerwanej na długości yz .

Do zeskładów żelaznych należy zawsze, a zatem i przy styku zakrytym, zastosować taki układ i taką długość nakładek, aby złącze było połączeniem bezpośredniem, w przeciwnym bowiem razie nity podlegałyby gięciu, którego zasadniczo należy w nich unikać.

5. Podziałka nitów. Oznaczmy przez:

J moment bezwładności przekroju blachownicy, w cm^4 ,

S moment statyczny przekroju jednego pasa (taśm. kątowników i części środnika między nimi), w cm^3 ; a mianowicie tak J , jak S względem osi obojętnej (poziomej osi ciężkości) całego przekroju,

δ grubość środnika, a d średnicę nitów, w cm ,

Q siłę tnącą w kg (p. str. 658, jakoteż T. I, str. 351 i 352),

k_s cięcie bezpieczne w tworzywie (materiale) nitów, w kg/cm^2 ,

$k = 2k_s$ ciśnienie bezpieczne na ścianki dziur nitowych, w kg/cm^2 ,

a podziałka nitów w kątownikach pasowych, na połączeniu ze środnikiem, w cm , dla dowolnego przekroju, równa się mniejszej z dwóch wartości poniższych:

$$1) t \geq \frac{d\delta k}{Q} \frac{J}{S} \quad \text{i} \quad 2) t \geq \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \pi d^2 k_s}{Q} \frac{J}{S}.$$

Wzór 2) uwzględnia nity dwucięte i jest ważny, gdy nity są cienkie, a środnik gruby, t. j. gdy

$$\frac{d}{\delta} < \frac{2}{\pi} \frac{k}{k_s}, \quad \text{a zazwyczaj} \quad \frac{2}{\pi} \cdot \frac{k}{k_s} = \frac{4}{\pi} = 1,27.$$

Iloraz $J : S$ można w przybliżeniu liczyć jako równy odstępowi (średniemu) rzędów nitowych, łączących kątowniki ze środkiem. Podług rys. 1105 będzie:

$$S = \frac{1}{8} [b(h^2 - h_1^2) + (b_1 - \delta)(h_1^2 - h_2^2) + (b_2 - \delta)(h_2^2 - h_3^2)].$$

Jeżeli z obliczenia wypadnie: $t > 6d$, to bierzemy $t = 6d$, gdyż większa podziałka nie byłaby właściwa. Gdy naodwrot t wypadnie mniejszem niż $2,5d$, natenczas, nie mogąc już pomieścić tak gęstych nitów, wypada zmienić ustrój przekroju, a mianowicie, albo pionowe ramiona kątownika dać tak szerokie, aby się w nich pomieściły dwa szeregi nitów (rozłożonych w zakosy), albo też wypada pogrubić sam środek, albo wreszcie zastosować obydwie te zmiany jednocześnie. Dla nicenia dwurzędowego (w zakosy) wielkich kątowników, jakoteż dla pasów pochyłych (ale obciążonych pionowo) t oznacza nie odstęp rzeczywisty (ukośny), lecz odstęp poziomy dwóch nitów sąsiednich.

Nicenie taśm pasa bywa naprzemianne względem nicenia środka, jednakże w taśmach można zastosować nity w większych odstępach, lub o mniejszej średnicy. Jeżeli oznaczymy przez S_1 moment statyczny (w cm^3) przekroju taśm jednego pasa względem osi obojętnej przekroju blachownicy, oraz przez d_1 średnicę nitów w taśmach pasowych (a znaczenia J , Q , k_s jak powyżej), to, licząc po dwa nity w każdym przekroju, otrzymamy podziałkę w taśmach pasowych:

$$3) \dots \dots \dots t_1 \cong \frac{2 \cdot \frac{1}{4} \pi d_1^2 k_s J}{Q S_1}.$$

Podziałki tej nie zwiększamy nawet wtenczas, gdy dajemy taśmy dłuższe, niż wypadły z obliczenia.

Ponajczęściej używamy nitów o średnicy $d = 2,0$ cm w płytach i kątownikach 8 do 10 mm grubych, $d = 2,2$ cm w 12 do 13 mm grubych, a $d = 2,6$ cm w 13 do 16 mm grubych.

Dalsze szczegóły o nitach i niceniu ustrojów żelaznych p. T. I str. 444 pod 3.

6. Poduszki blachownic bywają zazwyczaj płaskie lub lekko wypukłone, pozwalające na zginanie blachownicy bez jej unoszenia się z poduszki. Jedna z nich stała, druga przesuwna, a pod blachownicę obmurowane nawet obydwie poduszki bywają przesuwne. Podstawa poduszki otrzymuje wymiary, obliczone z nacisku blachownicy i bezpiecznego ciśnienia k na cios lub mur podpoduszkowy (p. T. I, str. 339).

Długość poduszki podług Winkler'a bywa: $\lambda = 0,007 l + 32$ cm.

Znając pole F podstawy poduszki i jej długość λ otrzymamy jej szerokość $b = F : \lambda$, która jednak powinna być nie mniejsza niż $1,5$ szerokości taśmy pasowej.

Grubość poduszki $\delta_a = 0,005 l + 2,5$ cm, lecz wypada jeszcze sprawdzić wytrzymałość, uważając połówkę poduszki (na szerokość) jako belkę jednym końcem osadzoną, o rozpiętości $\frac{1}{2} b$, a od spodu

obciążoną ciśnieniem równomiernie rozłożonem. Ciągnięcie bezpieczne żeliwa liczy się przytem 250 kg/cm².

Płytę poduszkową podlewamy zaprawą cementową na 1 cm grubości, a pod ciężkie blachownice otowiem, utwardzonym przez dodatek 5 do 10% antymonu. Grubość takiej podlanej warstwy otowiu bywa 3 do 6 mm. Blachownica nie spoczywa na poduszce bezpośrednio swym pasem, lecz za pośrednictwem podkładki żelaznej, 1,5 do 2,5 cm grubej, podnitowanej do pasa, o nitach z nakówkami zagłębionemi. Spółczynnik tarcia między tą podkładką a poduszką bywa 0,2 do 0,25. Dalsze szczegóły o poduszkach podano na str. 176 i nast., oraz w rozdz. o dźwigarach mostowych.

7. W tablicach poniższych oznaczono przez:

g_0 wagę własną blachownicy ze żelaza zlipnego, bez taśm, w kg/m,

g_1, g_2 , wzgl. g_3 wagi własne takiejże blachownicy o pasach z jedną, z dwiema, wzgl. z trzema taśmami, w kg/m.

Uwaga. Wagi te liczone bez potrącenia dziur nitowych, lecz i bez łbów i nakówek nitowych, na które należy liczyć stosowny dodatek (p. T. I, str. 438). Wagi blachownic zlewno-żelaznych będą 1,0084 razy większe.

W_0 moment wytrzymałości przekroju blachownicy bez taśm, w cm³, z potrąceniem poziomych dziur nitowych,

W_1, W_2 , wzgl. W_3 momenty wytrzymałości przekroju blachownicy o pasach z jedną, z dwiema, wzgl. z trzema taśmami, w cm³, z potrąceniem pionowych dziur nitowych.

Momenty wytrzymałości i wagi blachownic bez taśm pasowych *).

Wysokość średnica h cm	2L60·60·8 mm		2L65·65·9 mm		2L70·70·10 mm		2L75·75·10 mm	
	Środek 0,8 cm gr. Nity 1,6 cm śr.		Środek 0,9 cm gr. Nity 1,8 cm śr.		Środek 1 cm gr. Nity 2 cm śr.		Środek 1 cm gr. Nity 2 cm śr.	
	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	g_0 kg	W_0 cm ³	g_0 kg
20	273	40,4	320	48,0	370	56,1	393	59,3
25	371	43,5	434	51,5	502	60,1	533	63,2
30	476	46,7	558	55,0	644	64,0	684	67,1
35	588	49,8	689	58,5	796	67,9	845	71,0
40	707	52,9	828	62,1	956	71,8	1015	74,9
45	834	56,0	976	65,6	1125	75,7	1194	78,8
50	967	59,2	1131	69,1	1303	79,6	1382	82,7
55	1107	62,3	1293	72,6	1490	83,4	1578	86,6
60	1253	65,4	1464	76,1	1685	87,3	1783	90,4

*) Podług H. Zimmermann'a, Genietete Träger; Berlin 1893, u Wilh. Ernst'a i syna. Podobne tablice: Böhm u. John; Berlin 1895, u Juliusza Springer'a. — C. Scharowsky; Hagen 1898, u O. Hammerschmidt'a — Scharowsky u. Seifert, Gewichtsberechnungen von Walzeisen und Eisenkonstruktionen; Hagen 1898, u O. Hammerschmidt'a, Stöckl u. Hauser; Wieden 1898, u Spielhagen'a & Schurich'a — Kolzow, Hülfstabeln für Knicksicherheit; Hannover 1898, u Hahn'a.

Momenty wytrzymałości i wagi blachownic o grubości środnika 1 cm.

Wysokość środnika h_1 cm	2 kątowniki 80·80·10 mm Nity 2,0 cm grube					2 kątowniki 90·90·11 mm Nity 2,0 cm grube					2 kątowniki 100·100·12 mm Nity 2,3 cm grube				
	Bez taśm		1 taśma 180·10	2 taśmy 180·10	3 taśmy 180·10	Bez taśm		1 taśma 200·11	2 taśmy 200·11	3 taśmy 200·11	Bez taśm		1 taśma 230·12	2 taśmy 230·12	3 taśmy 230·12
	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³
30	70,2	724	1077	1462	1857	81,4	858	1293	1778	2277	94,2	988	1523	2135	2767
35	74,1	894	1321	1771	2231	85,3	1059	1585	2151	2732	98,1	1218	1864	2579	3312
40	78,0	1073	1575	2092	2617	89,2	1270	1887	2536	3199	102,0	1459	2218	3036	3872
45	81,9	1261	1839	2422	3014	93,1	1491	2150	2933	3678	105,9	1710	2584	3507	4446
50	85,8	1458	2112	2762	3420	97,0	1720	2522	3339	4168	109,8	1971	2960	3988	5031
55	89,7	1664	2395	3112	3836	100,9	1959	2854	3756	4668	113,7	2241	3346	4479	5628
60	93,6	1879	2686	3470	4261	104,8	2207	3196	4182	5178	117,6	2520	3741	4981	6235
65	97,5	2102	2986	3838	4696	108,7	2463	3546	4617	5697	121,5	2808	4146	5492	6851
70	101,4	2333	3294	4214	5139	112,6	2727	3906	5061	6226	125,4	3104	4560	6013	7478
75	105,3	2573	3612	4599	5591	116,5	3001	4273	5514	6763	129,3	3409	4983	6543	8114
80	109,2	2822	3938	4992	6052	120,4	3283	4650	5976	7310	133,2	3723	5415	7082	8760
85	113,1	3079	4273	5394	6522	124,3	3573	5036	6447	7866	137,1	4046	5856	7739	9414
90	117,0	3344	4615	5805	7000	128,2	3872	5430	6926	8430	141,0	4376	6305	8186	10077
95	120,9	3617	4967	6224	7487	132,1	4179	5832	7623	9003	145,7	4716	6763	8751	10750
100	124,8	3900	5326	6652	7983	136,0	4494	6243	7910	9585	148,8	5064	7229	9325	11431
105	128,7	4190	5695	7088	8487	139,9	4818	6662	8619	10174	152,7	5420	7701	9908	12121
110	132,6	4489	6071	7533	8999	143,8	5151	7090	8929	10774	156,6	5785	8188	10499	12819
115	136,5	4796	6456	7985	9520	147,7	5492	7527	9451	11381	160,5	6158	8680	11099	13526
120	140,4	5111	6849	8447	10049	151,6	5841	7971	9981	11998	164,4	6539	9181	11707	14242
125	144,3	5435	7252	8917	10587	155,5	6198	8424	10520	12622	168,3	6929	9690	12324	14966
130	148,2	5768	7662	9395	11133	159,4	6564	8886	11068	13255	172,2	7327	10207	12949	15699
135	152,1	6108	8080	9882	11688	163,7	6937	9355	11623	13896	176,1	7729	10733	13583	16441
140	156,0	6457	8507	10377	12251	167,6	7320	9832	12187	14546	182,0	8144	11268	14225	17101

$$g_1 = g_0 + 28,1 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 58,2 \text{ "}$$

$$g_3 = g_0 + 84,3 \text{ "}$$

$$g_1 = g_0 + 34,32 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 68,64 \text{ "}$$

$$g_3 = g_0 + 102,96 \text{ "}$$

$$g_1 = g_0 + 43,06 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 86,11 \text{ "}$$

$$g_3 = g_0 + 129,16 \text{ "}$$

Momenty wytrzymałości i wagi blachownic o grubości środnika 1,2 cm.

Wysokość środnika h_1 cm	2 kątowniki 80 · 120 · 12 mm Nity 2,3 cm grube					2 kątowniki 120 · 120 · 13 mm Nity 2,6 cm grube					2 kątowniki 130 · 130 · 14 mm Nity 2,6 cm grube				
	Bez taśm		1 taśma 260 · 12	2 taśmy 260 · 12	3 taśmy 260 · 12	Bez taśm		1 taśma 260 · 12	2 taśmy 260 · 12	3 taśmy 260 · 12	Bez taśm		1 taśma 280 · 13	2 taśmy 280 · 13	3 taśmy 280 · 13
	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_3 cm ³	g_0 kg/m	W_0 cm ³	W_1 cm ³	W_2 cm ³	W_2 cm ³
00	126,5	2730	4203	5650	7113	148,2	3181	4530	5920	7327	163,6	3593	5169	6820	8492
20	135,9	3356	5105	6801	8511	157,6	3923	5539	7169	8814	173,0	4423	6312	8246	10200
80	145,3	4022	6048	8267	9952	167,0	4706	6592	8463	10347	182,3	5297	7500	9720	11958
90	151,6	4729	7032	9228	11434	176,3	5532	7689	9801	11926	191,7	6213	8732	11239	13763
100	164,0	5477	8057	10503	12959	185,7	6399	8827	11182	13547	201,1	7171	10007	12802	15612
102	165,9	5631	8267	10763	13269	187,5	6577	9060	11463	13877	202,9	7368	10267	13119	15987
104	167,7	5787	8479	11025	13581	189,4	6757	9294	11746	14208	204,8	7566	10529	13439	16363
106	169,6	5944	8692	11288	13894	191,3	6938	9530	12030	14541	206,7	7766	10793	13760	16742
108	171,5	6103	8907	11553	14209	193,2	7121	9768	12316	14876	208,5	7967	11058	14083	17122
110	173,3	6264	9123	11819	14525	195,0	7306	10008	12604	15212	210,4	8170	11325	14407	17504
112	175,2	6427	9341	12087	14843	196,9	7492	10249	12894	15550	212,3	8375	11593	14733	17888
114	177,1	6590	9560	12357	15163	198,8	7680	10491	13185	15890	214,2	8582	11863	15061	18273
116	179,0	6756	9782	12628	15484	200,6	7870	10735	13478	16231	216,0	8790	12135	15391	18660
118	180,8	6923	10004	12901	15807	202,5	8061	10981	13772	16574	217,9	8999	12408	15722	19049
120	182,7	7092	10229	13176	16132	204,4	8254	11229	14068	16918	219,8	9211	12684	16055	19439
122	184,6	7262	10455	13452	16458	206,3	8449	11478	14366	17265	221,6	9424	12960	16389	19831
124	186,5	7434	10683	13730	16786	208,1	8645	11729	14666	17613	223,5	9638	13239	16725	20225
120	188,3	7608	10912	14009	17116	210,0	8843	11981	14967	17962	225,4	9854	13519	17063	20621
128	190,2	7783	11143	14290	17447	211,9	9042	12235	15269	18313	227,3	10072	13800	17403	21018
130	192,1	7960	11375	14573	17780	213,8	9243	12491	15574	18666	229,1	10292	14084	17744	21417
132	193,9	8138	11609	14857	18114	215,6	9445	12749	15880	19021	231,0	10513	14369	18086	21817
134	195,8	8318	11845	15143	18450	217,5	9650	13007	16187	19377	232,9	10735	14655	18431	22219
136	197,7	8500	12082	15431	18788	219,4	9855	13268	16497	19735	234,7	10960	14944	18777	22623
138	199,6	8683	12321	15720	19127	221,2	10063	13530	16808	20094	236,6	11185	15233	19125	23029
140	201,4	8867	12562	16011	19468	223,1	10272	13794	17120	20456	238,5	11413	15525	19474	23436

$$g_1 = g_0 + 48,072 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 07,344 \text{ "}$$

$$g_1 = g_0 + 48,072 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 07,344 \text{ "}$$

$$g_1 = g_0 + 56,784 \text{ kg/m}$$

$$g_2 = g_0 + 113,568 \text{ "}$$

$$g_3 = g_0 + 170,952 \text{ "}$$

Przynależne momenty bezwładności otrzymujemy, mnożąc momenty wytrzymałości przez pół wysokości przekroju.

Gdy taśmy pasa są szersze od podanych w tablicy, należy dla każdego powiększenia szerokości taśmy o 1 cm powiększyć moment wytrzymałości w przybliżeniu o $\frac{1}{4}(h^2 - h_1^2)$. We wzorze tym oznaczono w cm przez h_1 wysokość środka, a przez h wysokość całkowitą blachownicy, łącznie z taśmami pasa.

8. Ugięcie f w środku blachownicy o stałym przekroju, czyli o niezmiennem J , a obciążonej równomiernie, będzie:

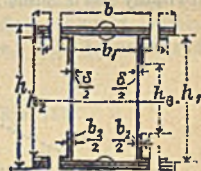
$$f = \frac{5 M_m}{48 E J} l^2 = 0,1042 \frac{M_m}{E J} l^2.$$

We wzorze tym M_m oznacza moment gnący w połowie rozpiętości blachownicy, E spódczynnik sprężystości, a l rozpiętość. Jeżeli przekrój blachownicy jest zmienny, a więc i wielkość J nie jest stała, np. gdy taśmy leżą przeważnie w środkowej części blachownicy, albo gdy jej wysokość zmniejsza się ku podporom, to ugięcie bywa większe, a w obliczeniach doraźnych można zwiększenie to oceniać na 10%, względnie do wyników z wzoru powyższego.

Ugięcie blachownic w budynkach ma być nie większe jak $f = \frac{1}{1000} l$, a blachownic mostowych możliwie $f \leq \frac{1}{1800} l$.

9. Skrzynkownice (p. rys. 1109) są poniekąd blachownicami o zdwojonym średniku. Dwa te średniki stoją w pewnym, wzajemnym odstępnie od siebie, a z wierzchu i spodem posiadają wspólne taśmy pasowe, które wraz ze średnikami wytwarzają rodzaj długiej skrzyni. Skrzynkownice znajdują zastosowanie przeważnie w przypadkach, gdy, z powodu małej wysokości ustrojowej, średnik blachownicy byłby zbyt gruby, a jej taśmy zbyt szerokie. Przekrój oblicza się tak samo jak przekrój zwykłych blachownic, przyczem jednak δ oznacza sumę grubości obydwóch średników; podziałki nitów t , wzgl. t_1 , są również takie same jak w blachownicach. Zaleca się jednak znitowywać ze sobą taśmy pasa i między średnikami, rozstawiając nity te z większą podziałką i naprzemiany z szeregami nitów głównych. Średniki na stykach nitują się zazwyczaj nie w łubki, lecz na nakładki jednostronne, a między obydwoma średnikami wstawiamy, w odstępach około 1,5 m, usztywnienia z blach poprzecznych, przyłączających się do średników na kątowniki lub ceowniki.

Rys. 1109.



III. Siły w prętach kratownic.

Jeżeli pełny średnik blachownicy zastąpimy wykratownikami, t. j. prętami łączącymi obydwie pasy, otrzymamy **kratownicę**, która jest **kratowiem płaskim**, pracującym jako belka *).

*) Kratowiem zwiemy ustrój nośny z prętów, złożonych w kraty. Kratowie może być przestrzenne (np. kopuła kratowiana, dach wieżowy i t. p.), albo płaskie (np. kratownica lub łuk kratowiany).

a. Sposób przecięć A. Ritter'a *).

(Obliczenie momentami statycznymi).

Sposób ten rachunkowo-wykreślny wyznaczenia sił naprężających w prętach kratownicy, jako to w jej pasach, stojcach i przekątnikach, lub w ogóle w pochylnikach, polega na zasadzie następującej:

Gdy z układu, będącego w stanie równowagi, dowolnem przecięciem odetniemy pewną jego część, natenczas względem dowolnego punktu (bieguna) suma algebraiczna momentów sił zewnętrznych, działających na ową odciętą część układu, i sił wewnętrznych, przeciwdziałających w przekrojach owego przecięcia, równa się zeru.

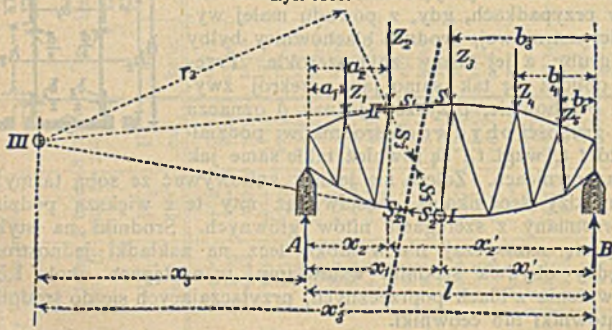
Na kratownicę (rys. 1110), którą pojmujemy jako powstałą z szeregu przystawionych do siebie trójkątów, a której rozpiętość = l , niechaj działają ciężary Z_1, Z_2, Z_3, Z_4, Z_5 w odległościach a_1, a_2, a_3, \dots , wzgl. b_1, b_2, b_3, \dots od pionów przez podpory A , wzgl. B , a podpory pionowe tychże podpór będą:

$$A = \frac{1}{l} (Z_1 b_1 + Z_2 b_2 + Z_3 b_3 + Z_4 b_4 + Z_5 b_5),$$

$$B = \frac{1}{l} (Z_1 a_1 + Z_2 a_2 + Z_3 a_3 + Z_4 a_4 + Z_5 a_5).$$

Jeżeli kratownicę przetniemy tak, aby nie przeciąć więcej niż trzy pręty, a siły, działające w tych prętach przeciętych, oznaczmy przez S_1, S_2 i S_3 , to, w celu wyznaczenia jednej z tych trzech sił, równamy zeru sumę momentów około punktu wzajemnego przecięcia

Rys. 1110.



się dwóch sił pozostałych. A więc biorąc za podstawę obliczenia lewy odcinek kratownicy, oznaczamy siłę S_1 równając zeru sumę momentów około punktu I, t. j. punktu przecięcia się siły S_2 z siłą S_3 . Oznaczając przez r_1 prostopadłą z I na S_1 , a przez x_1 , wzgl. x_1'

*) A. Ritter, *Eiserne Dach- u. Brücken-Konstruktionen*, 5. Wyd., Lipsk 1894, Baumgärtner'a.

odległości punktu I od pionowych przez podpory A , wzgl. B , i licząc momenty, obracające w prawo za dodatne, otrzymamy równanie, określające wielkość siły S_1 :

$$+ S_1 r_1 + A x_1 - Z_1 (x_1 - a_1) - Z_2 (x_1 - a_2) = 0.$$

W sposób podobny siły S_1 i S_2 wyznaczamy z równań momentów względem punktów obrotu II i III. Poziome odległości punktów II, wzgl. III (t. j. przecięć siły S_1 z S_3 , wzgl. S_1 z S_2) od podpór A i B oznaczamy przez x_2 i x_3' , wzgl. x_3 i x_3' , a prostopadłą z II na S_2 oznaczamy przez r_2 (w rys. niewpisane), wreszcie prostopadłą z III na kierunku S_3 , przez r_3 , poczem ustawiamy równania, określające siły S_2 i S_3 :

$$\begin{aligned} - S_2 r_2 + A x_2 - Z_1 (x_2 - a_1) &= 0, \\ + S_3 r_3 - A x_3 + Z_1 (x_3 + a_1) + Z_2 (x_3 + a_2) &= 0. \end{aligned}$$

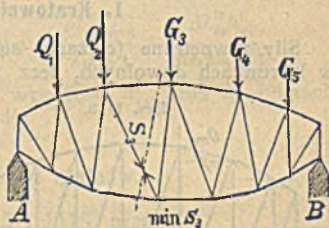
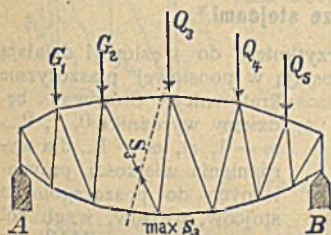
Po wstawieniu wartości odporu A w trzy powyższe równania momentów, wyprowadzamy wzory na siły S_1 , S_2 i S_3 , a mianowicie:

$$\begin{aligned} S_1 &= - \frac{x_1' (Z_1 a_1 + Z_2 a_2) + x_1 (Z_3 b_3 + Z_4 b_4 + Z_5 b_5)}{l r_1}, \\ S_2 &= + \frac{x_2' (Z_1 a_1 + Z_2 a_2) + x_2 (Z_3 b_3 + Z_4 b_4 + Z_5 b_5)}{l r_2}, \\ S_3 &= - \frac{x_3' (Z_1 a_1 + Z_2 a_2) - x_3 (Z_3 b_3 + Z_4 b_4 + Z_5 b_5)}{l r_3}. \end{aligned}$$

Gdy na kratownicę lub poszczególne jej pola działa wyłącznie tylko obciążenie stałe (waga własna i t. p.), natenczas siły $Z_1, Z_2, Z_3 \dots$ oznaczać będziemy przez $G_1, G_2, G_3 \dots$, gdy natomiast działa obciążenie pełne, a więc stałe i ruchome łącznie, siły te oznaczać będziemy przez $Q_1, Q_2, Q_3 \dots$.

Rys. 1111.

Rys. 1112.



Aby otrzymać, np. największą wartość dodatnią na S_3 , t. j. największe ciągnięcie w danym przęcie, należy we wzór na S_3 podstawić:

$$Z_1 = G_1, Z_2 = G_2, Z_3 = Q_3, Z_4 = Q_4, Z_5 = Q_5 \text{ (rys. 1111).}$$

A największą wartość ujemną S_3 , t. j. największą siłę cisnącą, otrzymamy, podstawiając:

$$Z_1 = Q_1, Z_2 = Q_2, Z_3 = G_3, Z_4 = G_4, Z_5 = G_5 \text{ (rys. 1112).}$$

S_1 (ciągnienie) i S_2 (ciśnienie) będą największe przy obciążeniu całkowitem, t. j. gdy we wzorach zamiast każdego Z podstawimy odpowiednie Q .

W sposób powyższy można obliczyć każdą kratownicę statycznie wyznaczalną, bez względu na to, czy siły zewnętrzne działają pionowo, czy też pochyło.

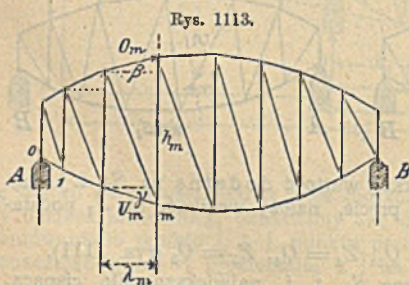
Jeżeli przecięcie przecina trzy pręty, z których dwa są równoległe, to ich punkt przecięcia, a więc punkt obrotowy dla równania momentów trzeciego pręta S , leży w nieskończoności. Pomimo to sposób powyższy da się zastosować, gdyż we wzorze na S ramiona r i x są wprawdzie nieskończenie wielkie, ale ich stosunek wzajemny, t. j. stosunek prostopadłej r do odległości x jest zawsze znany. Jeżeli np. owe dwa pręty równoległe są poziome, to stosunek ten będzie równy dostawie kąta pochyłości trzeciego pręta S względem pionowej.

Gdy się nad podporą zbiegają tylko dwa pręty, natenczas siły w nich obliczamy z odporu owej podpory, ustawiając równanie momentów dla dowolnego punktu, leżącego w jednym z prętów, lecz poza punktem węzłowym; albo też rozkładamy znany odpór na dwie składowe w znanych kierunkach owych dwóch prętów, posiłkując się do tego celu, np. trójbokiem sił. Chcąc otrzymać największość siły S w danym przecięciu, podstawiamy w przynależnym wzorze odpowiednie wartości Q zamiast wszystkich tych Z , które posiadają znak dodatni (po rozwinięciu całego wzoru w poszczególne wyrazy), a wartości G zamiast wszystkich tych Z , które (po takimże rozwinięciu wzoru) mają znak ujemny. Najmniejszość otrzymamy przez podstawienia odwrotne, a więc gdy we wzorze na wartość największą podstawimy wszędzie Q zamiast G , i naodwrot G zamiast Q .

b. Wzory ogólne dla kratownic trójkątnikowych *).

1. Kratownica ze stojcami.

Siły zewnętrzne (ciężary) są przytknięte do węzłów i działają w kierunkach dowolnych, lecz pozostają w poosiowej płaszczyźnie



kratownicy. Stosować będziemy wyróżniki 0, 1, 2, ... $m - 1$, m , $m + 1$... dla wyróżnienia wielkości, przynależnych do poszczególnych stojców, węzłów, wzgl. pól kratownicy (rys. 1113), w porządku kolejnym, zaczynając od lewej podpory A . Oznaczmy zaś przez:

h_m długość m go stojca,
 λ_m szerokość pola po lewej stronie stojca m ,

*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, 2 wyd. T. II, dział I, str. 375 i n., Lipsk 1891, u Baumgaertner'a.

- O_m siłę w pasie górnym, m go pola,
 U_m siłę w pasie dolnym tegoż pola,
 D_m siłę w przekątniku m go pola,
 Γ_m siłę w m ym stojcu,
 β_m kąt pochyłości siły O_m względem poziomu: dodatny, gdy się odchyła w górę, jak w rysunku,
 γ_m kąt pochyłości siły U_m względem poziomu: dodatny, gdy się odchyła w dół, jak w rysunku,
 φ_m kąt pochyłości siły D_m względem poziomu: dodatny, gdy przekątnik opada ku prawej stronie (w rys. 1113 kąta φ nie wpisano),

M_m^o Moment gnący w górnym węźle m ,

M_m^u moment gnący w dolnym węźle m .

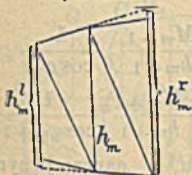
Jeżeli na kratownicę działają tylko ciężary pionowe, to $M_m^o = M_m^u$.
 Mamy wzory ogólnie ważne:

$$O_m = - \frac{M_m^u}{h_m} \frac{1}{\cos \beta_m}, \quad U_m = + \frac{M_{m-1}^o}{h_{m-1}} \frac{1}{\cos \gamma_m},$$

$$D_m = \frac{1}{\cos \varphi_m} \left(\frac{M_m^o}{h_m} - \frac{M_{m-1}^o}{h_{m-1}} \right) = \frac{1}{\cos \varphi_m} \left(\frac{M_m^u}{h_m} - \frac{M_{m-1}^u}{h_{m-1}} \right);$$

następnie, jeżeli ciężary działają bezpośrednio wyłącznie na węzły pasa górnego, to:

Rys. 1114.



$$V_m = \frac{M_{m-1}^o}{\lambda_m} - \frac{M_m^o h_m^l}{h_m \lambda_m},$$

a jeżeli ciężary działają wyłącznie na węzły pasa dolnego, to:

$$V_m = - \frac{M_{m+1}^u}{\lambda_{m+1}} + \frac{M_m^u h_m^r}{h_m \lambda_{m+1}}.$$

Znaczenie wysokości h_m^l , oraz h_m^r objaśniono w rys. 1114.

2. Kratownica bez stojców.

Oznaczamy, zgodnie z rys. 1115 i 1116, przez:

0, 1, 2... $m-1$, m , $m+1$... $k-1$, k , $k+1$... wyróżniki kolejne węzłów,

m' przecięcia pionów przez m z pasem naprzeciwym,

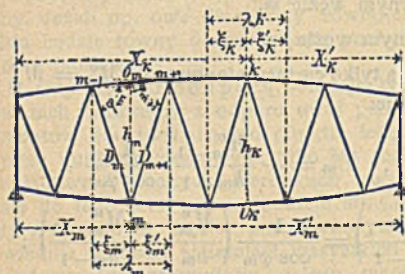
M_m , $M_{m'}$ momenty gnące w punktach m , m' ,

O_m siłę w pasie górnym, a mianowicie w pręcie, leżącym naprzeciwko węzła m ,

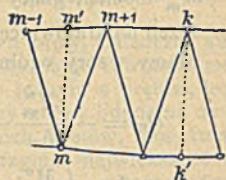
U_k siłę w pasie dolnym, a mianowicie w pręcie, leżącym naprzeciwko węzła k ,

- D_m siłę w pochylniku, opadającym na prawo, a łączącym węzły m i $m-1$,
- D_{m+1} siłę w pochylniku, opadającym na lewo, a łączącym węzły m i $m+1$,
- β_m kąt pochyłości pręta O_m względem poziomej,
- γ_k kąt pochyłości pręta U_k względem poziomej,
- φ_m i φ_{m+1} kąty pochyłości pochylników D_m i D_{m+1} względem poziomej,
- h_m wysokość kratownicy w punkcie m ,
- h_k wysokość kratownicy w punkcie k .

Rys. 1115.



Rys. 1116.



Dla jednego z dolnych węzłów m otrzymamy wzory:

$$O_m = - \frac{M_m}{h_m} \frac{1}{\cos \beta_m},$$

$$D_m = \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M'_{m-1}}{h_{m-1}} \right) \frac{1}{\cos \varphi_m} = \left(\frac{M'_{m'}}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right) \frac{1}{\cos \varphi_m},$$

$$D_{m+1} = \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M'_{m+1}}{h_{m+1}} \right) \frac{1}{\cos \varphi_{m+1}} = \left(\frac{M'_{m'}}{h_m} - \frac{M_{m+1}}{h_{m+1}} \right) \frac{1}{\cos \varphi_{m+1}}.$$

Siłę w pasie dolnym otrzymamy z momentu w naprzeciwym węzle górnym, np. ze wzoru:

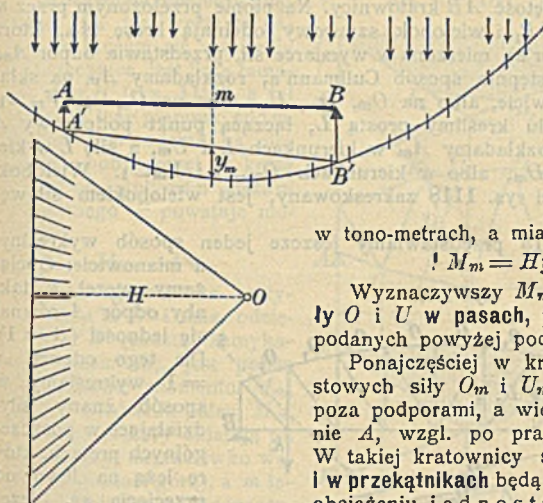
$$U_k = + \frac{M_k}{h_k} \cdot \frac{1}{\cos \gamma_k}.$$

c. Obliczenie wykresłne sił w kratownicach zwykłych, obciążonych ruchomym szeregiem ciężarów skupionych (pociągami kolejowymi).

Moment gnący M_m w dowolnym węzle m będzie największy, gdy obciążymy dźwigar na całej rozpiętości, a jeden z największych ciężarów (oś parowozowa) stanie nad węzłem m . W dany szereg ciężarów wkreślamy wielobok sznurowy (rys. 1117), o odstepie biegunowym H , i przesuwamy dźwigar AB po wieloboku tak, aby się węzeł rozpatrywany m znalazł pod jednym z możliwie wielkich cięż-

żarów (osią parowozową). Kreślimy $A'B'$, t. j. bok zamykający

Rys. 1117.



wieloboksznurowy, mierzymy w m podług wymiarki rzędnej y_m pod m , a jeżeli odstęp biegunowy H liczony był w t, to otrzymamy szukany moment

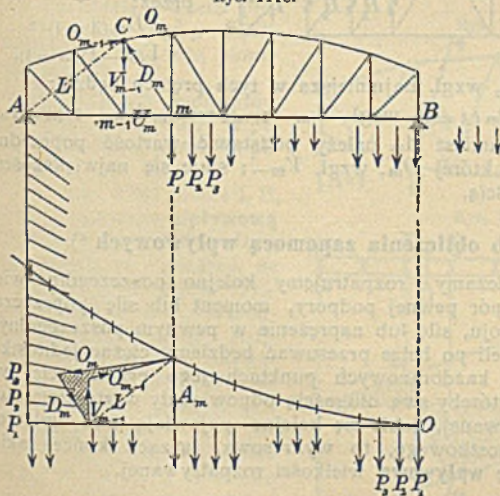
w tono-metrach, a mianowicie:

$$! M_m = Hy_m.$$

Wyznaczywszy M_m , obliczamy siły O i U w pasach, podług wzorów podanych powyżej pod b.

Ponajczęściej w kratownicach mostowych siły O_m i U_m przecinają się poza podporami, a więc po lewej stronie A , wzgl. po prawej stronie B . W takiej kratownicy siły w stojcach i w przekątnikach będą największe przy obciążeniu jednostronnem. Np. $D_{m \max}$ (największa siła ciągnąca), a

Rys. 1118.



równocześnie $V_m - 1 \text{ min}$ (największa siła ciśnąca) pojawia się, gdy układ ciężarów posunął się z B aż do węzła m (górna część rys. 1118). Odpór A_m lewej podpory, dla takiego położenia szeregu ciężarów, otrzymamy w sposób następujący:

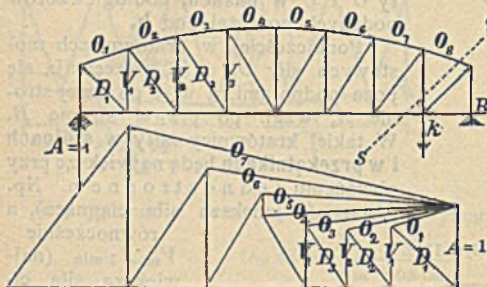
Szereg ciężarów ustawiamy odwrotnie i tak, aby odprzedni ciężar P_1 (mający w rzeczywistości obciążać punkt m) stanął nad pod-

porą B , a więc w punkcie O dolnej części rysunku 1118. Kreślimy wielobok sił dla tego szeregu ciężarów, biorąc, jako odstęp biegunowy OP_1 , rozpiętość AB kratownicy. Na pionie przełożonym przez m bok skrajny OP_1 i wielobok sznurowy odcinają kresę A_m , która (podług Winkler'a), mierzona w wymiarze sił, przedstawia odpór A_m .

Stosując następnie sposób Cullmann'a, rozkładamy A_m na składowe, a mianowicie, albo na O_m, D_m, U_m , albo na O_{m-1}, V_{m-1}, U_m . W tym celu kreślimy prostą L , łączącą punkt podporowy A z węzłem C , rozkładamy A_m w kierunkach L i U_m , a siłę L w kierunkach O_m i D_m , albo w kierunkach O_{m-1} i V_{m-1} . Wielobok, w dolnej części rys. 1118 zakreskowany, jest wielobokiem sił węzła C .

W rys. 1119 przedstawiamy jeszcze jeden sposób wykreślny,

Rys. 1119.



a mianowicie: Obciążamy węzeł k tak, aby odpór A równał się jedności ($A = 1$). Dla tego odporu $A = 1$ wykreślamy w sposób znany siły, działające w poszczególnych prętach, które leżą na lewo od przecięcia ss . Jeżeli otrzymane tak siły oznaczymy, np.

$$D_m (A = 1) \text{ i}$$

$$V_{(m-1)} (A = 1),$$

to siła największa, wzgl. najmniejsza w tych prętach będzie:

$D_m \max = A_m \cdot D_m (A = 1)$, wzgl. $V_{(m-1)} \min = A_m V_{(m-1)} (A = 1)$,
a we wzory te zamiast A_m należy podstawić wartość poprzednio już określoną, dla której D_m , wzgl. V_{m-1} staje się największością, wzgl. najmniejszością.

d. Sposób obliczenia zapomocą wpływowych *).

Zazwyczaj obliczamy i rozpatrujemy kolejno poszczególne wielkości, jako to: odpór pewnej podpory, moment lub siłę poprzeczną w pewnym przekroju, siłę lub naprężenie w pewnym poszczególnym pręcie i t. p. Jeżeli po belce przesuwać będziemy ciężar jednostkowy ($P = 1$), a w każdorazowych punktach jego przytknięcia wykreślimy rzędne, któreby swą długością odpowiadały wartościom owej wielkości rozpatrywanej, jakie się kolejno pojawiają pod wpływem tego ciężaru jednostkowego, to wykresowa, łącząca końce takich rzędnych, zwie się **wpływową** wielkości rozpatrywanej.

*) Müller-Breslau, Graphische Statik, Tom I i II.

1. Kratownica w obydwóch końcach swobodnie podparta.

Rys. 1120, 1121, 1122, 1123.

Wpływowa momentu gącego M_m we węźle m pasa, na którym się wspierają poprzecznicę, jest linią łamaną $A'm'B'$ (rys. 1122), a jej załom m' leży pionowo pod m . Prosta $B'm'$ odcina na pionowej podporowej A krese x_m . Pod wpływem ciężaru skupionego P powstaje moment:

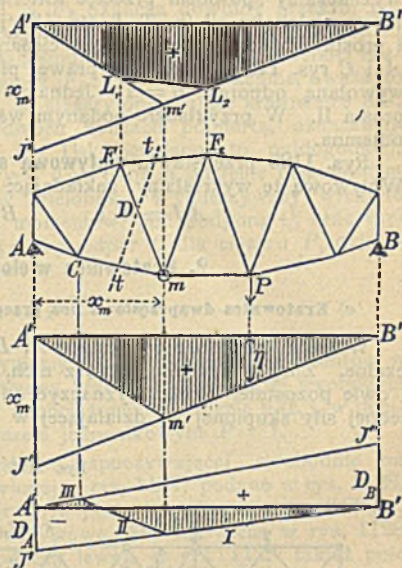
$$M_m = P\eta.$$

Pole ograniczone wpływową $A'm'B'$ i osią odciętych $A'B'$ (prostą zamykającą wielobok), jest **polem wpływowym momentu M_m** , albo w skróceniu polem M_m .

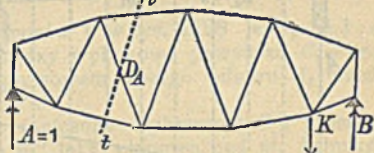
Jeżeli ciężary działają na pas, leżący naprzeciwko węzła m (pomost góra), a m leży między dwoma poprzecznicami F_1 i F_2 , to podł. rys. 1120 wpływowa M_m składać się będzie z trzech prostych $A'L_1$, L_1L_2 , L_2B' . Punkty L_1 i L_2 leżą pionowo nad F_1 i F_2 .

Ze znanych momentów M_m wyznaczamy siły w pasach sposobem, podanym powyżej na str. 688.

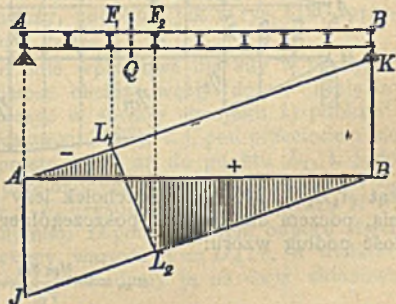
W rys. 1123 proste I, II, III przedstawiają **wpływową siłę D** w pochylniku D , a mianowicie w założeniu, że pomost leży góra. Dopóki ciężar $P=1$, przesuwany po kratownicy, znajduje się na prawo od węzła m , dopóty po lewej stronie przecięcia tt działa tylko siła zewnętrzna A , a poszczególne wartości D pozostaje w prostym stosunku do A . Wpływowa I odcina zatem na pionie pod A' si-



Rys. 1124.



Rys. 1125.



łę D_A , jakaby się pojawiła w pochylniku rozpatrywanym wówczas, gdy na lewo od tt działa tylko $A=1$ (rys. 1124). Wartość D_A wyznaczamy sposobem przecięć Ritter'a (p. str. 684), albo przy pomocy wieloboku sił (p. T. I, str. 161 i nast.). Podobnie w rys. 1123 i prosta III (wykazująca wpływ ciężarów, znajdujących się między A i C rys. 1121) odcina na prawej pionowej podporowej siłę D_B , wywołaną odporem $B=1$. Jednakże między C i m ważną będzie prosta II. W przykładzie podanym wartość D_A jest dodatnia, a D_B ujemna.

Rys. 1125 przedstawia wpływową siłę poprzeczną Q pola F, F_2 . Wpływową tę wykreślamy, zakładając:

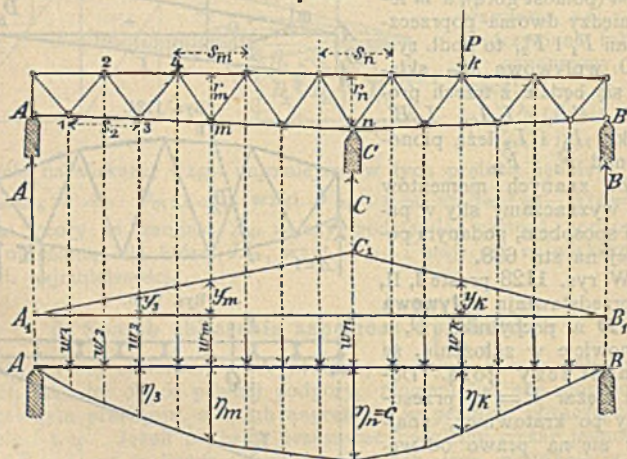
$$AJ = +1, \quad BK = -1.$$

2. Kratownice wieloprzęsłowe.

a) Kratownica dwuprzęsłowa bez przegnbów, swobodnie wsparta.

W takiej belce odpory podpór A, B i C są statycznie niewyznaczalne. Znając jednakże jedną z nich, możemy statycznie oznaczyć i dwie pozostałe. Chcąc wyznaczyć odpór C podpory, pośredniej dla jednej siły skupionej P , działającej w k , wykreślamy dowolny trój-

Rys. 1126.



kąt $A_1B_1C_1$, którego wierzchołek leży pionowo pod podporą pośrednią, poczem dla każdego poszczególnego pręta pasów obliczamy wartość podług wzoru:

$$w_m = \frac{y_m s_m}{r_m^2} \frac{F_c}{E_m}$$

We wzorze tym liczbę porządkową węzła, leżącego naprzeciwko pręta s_m , oznaczono przez m , rzędną w trójkącie $A_1C_1B_1$, pod węzłem m , przez y_m , długość pręta przez s_m , prostopadłą z m na niego, przez r_m , przekrój pręta s_m przez F , a F_c oznacza dowolny przekrój porównawczy. Przekrój F_c najdogodniej założycь dowolny przekrojowi najczęściej w prętach s zachodzącemu, aby dla możliwie wielkiej liczby tych prętów otrzymać stosunek $F_c : F_m = 1$. Następnie, uważając owe wielkości $w_1, w_2, \dots, w_m, \dots$ za ciężary obciążające kratownicę AB , jako belkę swobodnie w obydwóch końcach podpartą, oznaczamy momenty gnące $\eta_1, \eta_2, \dots, \eta_m, \dots$. Uskuteczniamy to najdogodniej, wykreślając wielobok sznurowy o dowolnym odstępie biegunowym i z bokiem, zamykającym ów wielobok. Wymierzywszy wreszcie rzędną $c = \eta_n$ tej wykresowej momentów, pod podporą C , oraz rzędną η_k , pod punktem k , otrzymamy odpór C dla ciężaru P , działającego w k , a mianowicie:

$$C = P \frac{\eta^k}{c}$$

Wyniki dokładniejsze otrzymamy, jeżeli wykresową momentów η (rys. 1126) zastąpimy odkształconą kratownicą, wspartą swobodnie w obydwóch końcach A i B , a obciążonej w punkcie n (t. j. w miejscu usuniętej podpory C) ciężarem jednostkowym $P = 1$.

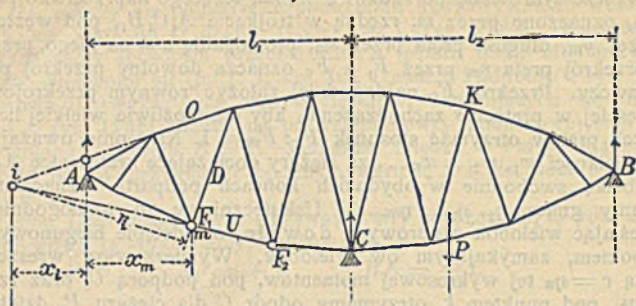
Dla kratownicy dwuprzęsłowej, spoczywającej swobodnie na trzech podporach, a przedstawionej w rys. 1127, podano w rys. 1128, 1129 i 1130, wpływowe odporu C w postaci wykresowych $A''C''B''$, a nadto zakreskowano pole wpływowe, a mianowicie: w rys. 1128 pole wpływowe odporu A podpory lewej, w rys. 1129 także pole momentów we węzle m , a w rys. 1130 pole wpływowe siły w pochylniku D .

Mnożnikiem rzędnych dla odporów C w rys. 1128 jest $\mu = 1 : c$, dla zakreskowanego zaś pola między wpływową powyższą C , a prostą $B''C''J$, będącego polem wpływowym lewego odporu A , mnożnikiem będzie $\mu = 1 : v$, a $v = A''J$.

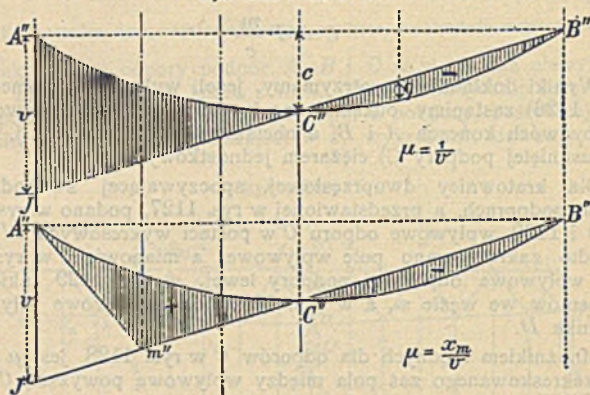
Pole M_m (rys. 1129) jest ograniczone wykresową C i prostymi $B''C''J$, oraz $A''m''$, przyczem m'' leży pionowo pod m , jednakże tylko, gdy węzeł m mieści się w pasie obciążonym (pomost u dołu), w przeciwnym bowiem razie należy, podobnie jak w rys. 1120, przyjąć wierzchołek $A''m''B''$ prostą L_1L_2 .

W rys. 1130 przedstawiono pole wpływowe dla siły w pochylniku D i w przypadku, gdy pomost obciąża węzły dolne. Linię tangentą $A''L_1L_2$ możemy wyznaczyć w sposób dwojaki: 1) punkt i'' leży na $B''J$ pionowo pod i (rysunku 1127), t. j. pod przecięciem się osi pasów O i U . Kreślimy prostą $i''A''$ aż do punktu L_1 , t. j. do przecięcia się z pionem HL_1 , przełożonym przez punkt m . Punkt L_2 leży na przecięciu się pionu z F_2 (rysunku 1127) z prostą $B''J$. 2) Oznaczamy siłę D_A w pochylniku D pod wpływem odporu $A=1$ (porównaj rys. 1124). Podstawiamy wartość $\mu = D_A : v$, a wielkość $1 : \mu$ uważamy za siłę pionową i rozkładamy ją na dwie składowe

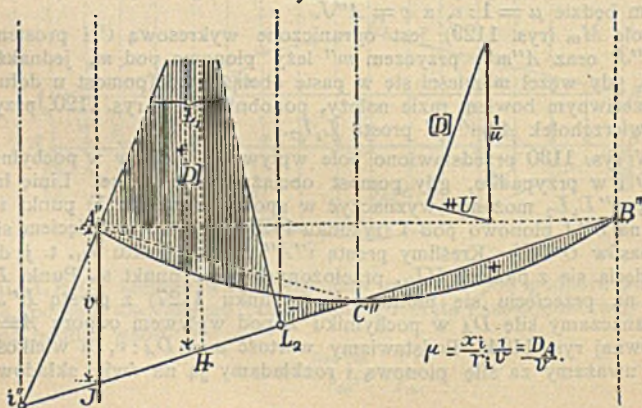
Rys. 1127.



Rys. 1128 i 1129.



Rys. 1130.



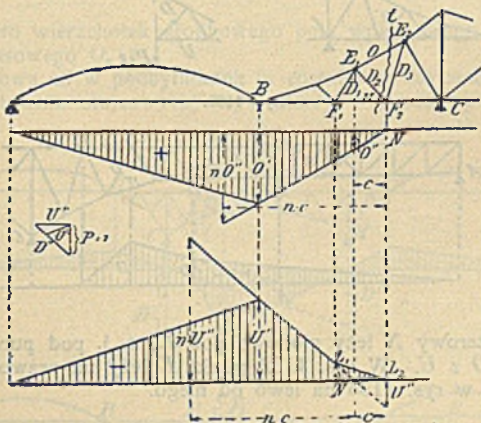
$[D]$ i U , jak to wskazano, w zmniejszonej wymiarce, nad prawą stroną rysunku 1130. Na pionie przez m odcinamy od punktu H kresę $HL_1 = [D]$, a otrzymamy szukany punkt L_1 . Punkt L_2 wyznaczamy jak powyżej pod 1).

β Kratownice wspornikowe *).

1. Obliczenie wsporników.

Wpływowe siły w pasach O i U otrzymamy przy pomocy wielkości O' i U' , wykreślonych pionowo pod przegubem B , a wyznaczonych wielobokiem sił, sposobem Cremony, dla ciężaru $P=1$, działającego w B (rys. 1131). Drugi sposób polega na wyznaczeniu wielkości O'' i U'' , otrzymanymi przez rozłożenie ciężaru $P=1$ na O'' i D_2 , względnie U'' i D_2 . Kresy O'' , wzgl. U'' odcinamy na pionach pod węzłami F_1 , wzgl. F_2 , poczynając od podstawy pól wpływowych.

Rys. 1131.



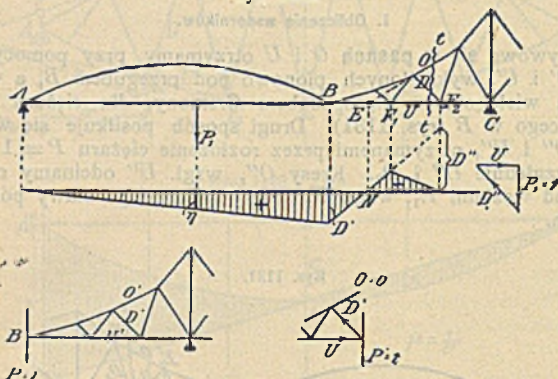
Ponieważ wielkości O'' i U'' będą zazwyczaj bardzo małe, stosując zatem sposób drugi, dobrze będzie, w celu uniknięcia niedokładności rysunkowych, wykreślić wielokrotne wartości O'' , wzgl. U'' , w odległości tyleżkrotnej od punktu N , leżącego pionowo pod F_2 , wzgl. E_1 (rys. 1131).

*) Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen, III wyd. str. 330 in.

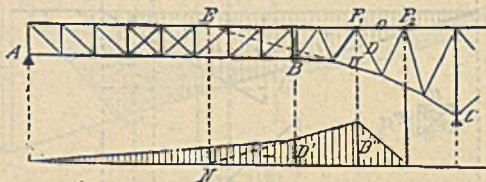
Wpływową pochylniką wyznaczamy za pośrednictwem wielkości D' dla ciężaru $P=1$, działającego w B , albo przy pomocy wielkości D'' dla ciężaru $P=1$, działającego w F_2 .

D' znajdujemy z wieloboku sił sposobem Cremony, a D'' , rozkładając $P=1$ w kierunkach U i D , względnie O i D (rys. 1132 i 1133).

Rys. 1132.



Rys. 1133.



Punkt zerowy N leży pionowo pod E , t. j. pod punktem przecięcia się O z U . W rys. 1132 punkt E leży na prawo od przegubu B , a w rys. 1133 na lewo od niego.

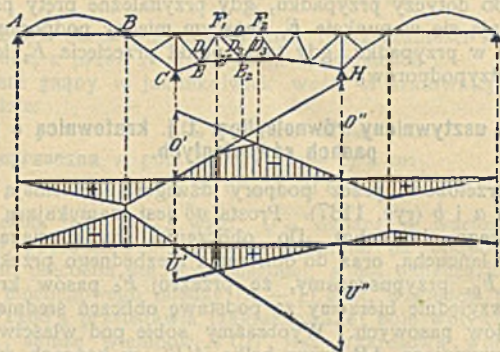
2. Wyznaczenie sił w prętach części międzypodporowej dźwigara wspornikowego.

Wpływowe prętów pasowych O , wzgl. U (rys. 1134) wyznaczamy przy pomocy wielkości O' i O'' , wzgl. U' i U'' . Wielkości te otrzymamy z wieloboku sił sposobem Cremony, a mianowicie O' i U' pod wpływem odporu $C=1$, a O'' i U'' pod wpływem odporu $H=1$.

Wierzchołek środkowego pola wpływowego dla O leży pionowo pod węzłem E_2 , a dla U pionowo pod F_1 . Posiłkując się tym warunkiem możemy wykreślić wpływową dla O , znając jedną tylko z wartości O' lub O'' , a podobnie wykreślić i wpływową dla U , znając jedną tylko z wartości U' lub U'' .

W rys. 1134 przedstawiono sposób wykreślenia pól wpływowych dla prętów O i U , przy czym uwzględniając, że pomost obciąża pas

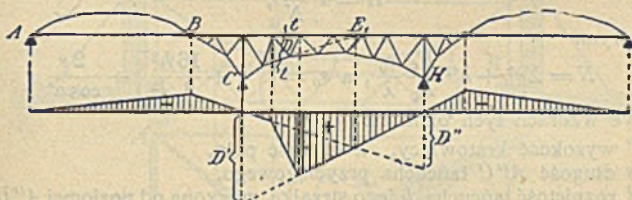
Rys. 1134.



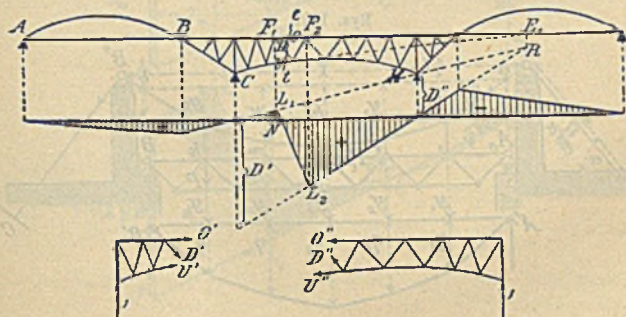
górny, ścięto wierzchołek środkowego pola wpływowego na długości pręta pasowego O .

Wpływywe sił w **pochylnikach** (a również w stojcach i przekątnikach kratownic stojcowych) wykreślamy w sposób podobny, jak

Rys. 1135.



Rys. 1136.



dla części wspornikowej, a mianowicie posiłkując się wielkościami D' i D'' (rys. 1135 i 1136). Wielkość D' jest siłą w pochylniku D , pod wpływem odporu $C=1$, a D'' takąż siłą, pod wpływem odporu $H=1$.

Rys. 1135 dotyczy przypadku, gdy przynależne pręty pasowe O i U przecinają się w punkcie E_1 , leżącym między podporami C i H , a rys. 1136 w przypadku, gdy takiż punkt przecięcia E_1 leży poza częścią międzypodporową.

3. Łańcuch, usztywniony równoleglicą, t. j. kratownicą o prostych pasach równoległych.

Piony przełożone przez podpory dźwigara przecinają łańcuch w punktach a i b (rys. 1137). Prosta ab jest zamykającą wieloboku sznurowego (łańcucha). Do obliczenia siły rozciągającej H w przelęczy łańcucha, oraz do obliczenia niezbędnego przekroju łańcuchowego F_0 , przypuszczamy, że przekrój F_c pasów kratownicy jest stały, względnie bierzemy za podstawę obliczeń średnią wartość F_c przekrojów pasowych. Wyobraźmy sobie pod właściwą kratownicą usztywniającą AB drugą belkę $A'B'$, w końcach swobodnie podpartą, na którą działają ciężary $y_1, y_2, y_3 \dots y_m$, równające się rzędnym osi łańcucha, liczoną od zamykającej ab . Obliczamy lub wykreślamy momenty gnące $\eta_1, \eta_2, \eta_3 \dots \eta_n$ tej belki, a siłę rozciągającą H w łańcuchu, pod wpływem ciężaru P , działającego w punkcie k , otrzymamy ze wzoru:

$$H = P \frac{\eta^k}{N},$$

w którym:

$$N = \sum y^2 + h'^2 \frac{F_c}{F_0} \frac{s_0}{\lambda}, \text{ a } s_0 = l \left[1 + \frac{16 h^2}{3 l^2} \right] + \frac{2s}{\cos \alpha'}.$$

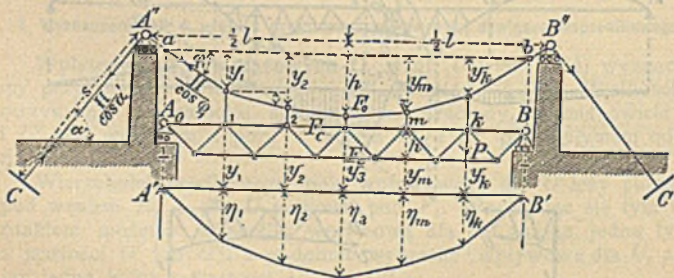
We wzorach tych oznacza:

h' wysokość kratownicy, λ długość pola,

s długość $A''C$ łańcucha przyciągowego,

l rozpiętość łańcucha, h jego strzałkę, mierzoną od poziomej $A''B''$.

Rys. 1137.



Obniżenie temperatury o t_0 powoduje dodatkową siłę rozciągającą H_t , o wartości:

$$H_t = \frac{l^2 \frac{F'_c}{F'_0} \frac{s_0}{\lambda}}{N} \alpha E t F_0,$$

jeżeli przez α oznaczymy współczynnik rozszerzalności na 1° różnicy temperatury, a przez E współczynnik sprężystości.

Moment gnący w jakimkolwiek węźle m kratownicy usztywniającej będzie:

$$M_m = M'_m - H y_m,$$

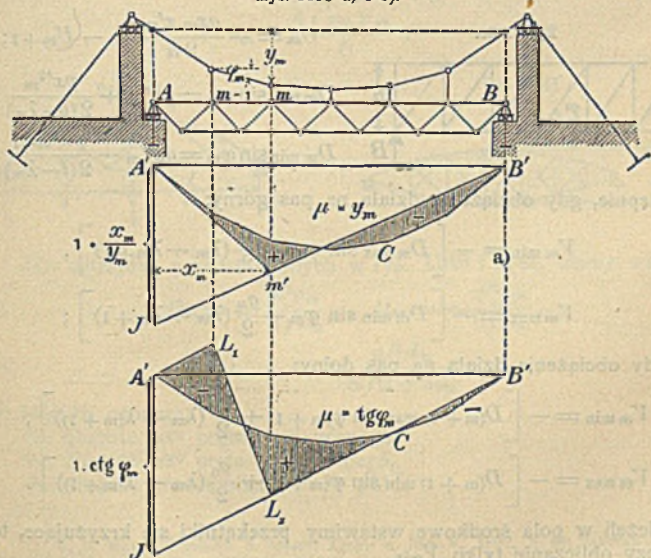
a siła poprzeczna w polu między $(m - 1)$ a m :

$$Q_m = Q'_m - H \operatorname{tg} \varphi_m.$$

We wzorach tych M'_m , wzgl. Q'_m oznaczają wartości momentu, wzgl. sił poprzecznych w belce swobodnie na podporach leżącej, a więc do łańcucha nie przywieszanej, a φ_m oznacza kąt pochyłości pręta łańcuchowego między $(m - 1)$ a m , względem poziomu.

Rys. 1138 a przedstawia (zakreskowane) pole wpływowe momentów M_m , samże wielobok $A'CB'$ jest wykresową wpływową siły rozciągającej H . Prostą $B'J$ znajdujemy, odcinając na pionie pod A' kresę $A'J = 1 \frac{x_m}{y_m}$; punkt m' leży na $B'J$, pionowo pod punktem m . Mnożnikiem jest $\mu = y_m$.

Rys. 1138 a) i b).



Podobnie wyznaczamy wpływową siłę poprzeczną Q_m , odcinając na pionie pod A' (rys. 1138 b) kresę $A'J = 1 \cdot \operatorname{ctg} \varphi_m$. Punkt L_2 leży na $B'J$, pionowo pod m , a punkt L_1 leży pionowo pod węzłem $(m-1)$, na prostej $A'L_1$, równoległej do JB' . Mnożnikiem jest $\mu = \operatorname{tg} \varphi_m$.

e. Poszczególne ustroje kratownic.

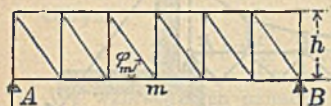
Oprócz znakowań, podanych na str. 687 i 688, dodatkowo stosować będziemy jeszcze znakowania:

- x_m , wzgl. x'_m odległości $m g^0$ węzła od lewej podpory A , wzgl. od prawej B ;
- x''_m odległość środka $m g^0$ pola od środka dźwigara;
- g_0 równomierne obciążenie stałe na jednostkę długości pasa górnego, g_u także obciążenie pasa dolnego, wreszcie $g = g_0 + g_u$ obciążenie obydwóch pasów łącznie;
- p_0, p_u , wzgl. p także obciążenia ruchome;
- $q = g + p$ całkowite obciążenie na jednostkę długości;
- P ruchome ciężary skupione.

1. Równoleglica, t. j. kratownica prosta, o pasach równoległych.

Układ stojcowy (rys. 1139). Jeżeli φ_m oznacza kąt pochyłości $m g^0$ przekątnika l_m względem poziomu, to:

Rys. 1139.



$$O_m = -\frac{q x_m x'_m}{2 h} = -U_{m+1};$$

$$D_m \max \sin \varphi_m = g x''_m + \frac{p x'^2_m}{2(l-\lambda_m)};$$

$$D_m \min \sin \varphi_m = g x''_m - \frac{p x'^2_{m-1}}{2(l-\lambda_m)};$$

następnie, gdy obciążenie działa na pas górny:

$$V_m \min = -\left[D_m \max \sin \varphi_m - \frac{g_u}{2} (\lambda_m + \lambda_{m+1}) \right],$$

$$V_m \max = -\left[D_m \min \sin \varphi_m - \frac{g_u}{2} (\lambda_m + \lambda_{m+1}) \right];$$

a gdy obciążenie działa na pas dolny:

$$V_m \min = -\left[D_{(m+1)} \max \sin \varphi_{(m+1)} + \frac{g_0}{2} (\lambda_m + \lambda_{(m+1)}) \right],$$

$$V_m \max = -\left[D_{(m+1)} \min \sin \varphi_{(m+1)} + \frac{g_0}{2} (\lambda_m + \lambda_{(m+1)}) \right].$$

Jeżeli w pola środkowe wstawimy przekątniki się krzyżujące, to starczy obliczanie tylko V_{\min} .

Siła w stojcach skrajnych będzie, np. w *B* (rys. 1139), gdy obciążamy pas górny:

$$V_0 = -\frac{ql}{2} + \frac{g_2 \lambda_1}{2},$$

a gdy odciążamy pas dolny:

$$V_0 = -\frac{q(l - \lambda_1)}{2} - \frac{g_0 \lambda_1}{2}.$$

Ugięcie *) *f* w cm w środku takiej kratownicy będzie w przybliżeniu:

$$f = \frac{Mhl}{8EJ} \left(0,85 \frac{l}{h} + 1,13 c \right).$$

We wzorze tym oznacza: *M* w kg cm moment gnący w środku dźwigara obciążonego równomiernie, *J* w cm⁴ moment bezwładności całego środkowego przekroju dźwigara, *E* w kg/cm² spólycznik sprężystości, *l* w cm rozpiętość, a *h* w cm wysokość dźwigara, wreszcie *c* = 3 dla ustroju stojcowego, a *c* = 2 dla ustroju trójkątnikowego (równoramiennego).

2. Parabolnica.

1. W każde pole wstawiamy po dwa krzyżujące się przekątniki rozciągane. Jeżeli *f* oznacza wysokość teoretyczną w środku parabolnicy, to wysokość *m*g^o stojca będzie:

$$I. \dots \dots \dots h_m = \frac{4 f x_m x'_m}{l^2}.$$

Rys. 1140.



Rys. 1141.



Dla ustrojów, przedstawionych w rys. 1140 i 1141, mamy wzory:

$$II. \dots \dots \dots O_m = -\frac{ql^2 o_m}{8 f \lambda_m}; \quad U_m = +\frac{ql^2 u_m}{8 f \lambda_m},$$

$$III. \dots \dots \dots D_{m \max} = +\frac{pl^2 d_m}{8 f (l + \lambda_m)},$$

w których oznacza:

- o_m* długość *m*g^o pręta pasa górnego,
- u_m* długość *m*g^o pręta pasa dolnego,
- d_m* długość przekątnika w *m*y^m polu.

*) R. F. Mayer, Zeitschr. d. österr. Arch.- u. Ing.-V. 1892, № 44; jakoteż J. La-
bes, Zeitschr. f. Bauwesen 1894, str. 119.

2. Do oznaczenia sił w stojcach wypada rozróżnić przypadki następujące:

α. Pas dolny jest prosty, a pomost leży w jego poziomie (rys. 1140):

$$V_{m \max} = + \frac{1}{2} (q - g_0) (\lambda_m + \lambda_{m+1});$$

$$V_{m \min} = - \frac{p x_m - 1 x'_m + 1}{2l} + \frac{g_u}{2} (\lambda_m + \lambda_{m+1}).$$

β. Obydwa pasy są zakrzywione, a pozioma, łącząca punkty podporowe, połowi rzędne, wreszcie pomost wisi u pasa dolnego (rys. 1141):

$$V_{m \max} = + \frac{1}{2} \left(\frac{q}{2} - g_0 \right) (\lambda_m + \lambda_{m+1});$$

$$V_{m \min} = - \frac{p x'_m + 1 (x_m + 1 + x_m - 1)}{4l} + \frac{1}{4} (g_u - g_0) (\lambda_m + \lambda_{m+1}).$$

Jeżeli $\lambda_m = \lambda_{m+1} = \lambda$, to:

$$V_{m \min} = - \frac{p x'_m + 1 x_m}{2l} + \frac{1}{2} (g_u - g_0) \lambda.$$

γ. Obydwa pasy są zakrzywione, na górnym spoczywa pomost, pozatem jak pod β. W tym przypadku starczy obliczenie V_{\min} , które wyraża się wzorem:

$$V_{m \min} = - \frac{p x'_m - 1 (x_m + 1 + x_m - 1)}{4l} - \frac{1}{4} (g_0 - g_u) (\lambda_m + \lambda_{m+1}).$$

Jeżeli $\lambda_m = \lambda_{m+1} = \lambda$, to:

$$V_{m \min} = - \frac{p x'_m - 1 x_m}{2l} - \frac{1}{2} (g_0 - g_u) \lambda.$$

3. Ugięcie δ (w cm) w środku parabolnicy obciążonej równomiernie, a więc w stanie, gdy i stojce i przekątniki pozostają bez naprężeń, będzie w przybliżeniu:

$$\delta = c \frac{M}{EJ} l^2,$$

w którym to wzorze oznacza: $c = 0,1733$ (podług J. Labes'a), albo $c = 0,1875$ (podług A. Ritter'a *). Znaczenie wielkości M , J , E i l jak na str. 701.

3. Dźwigar ustroju Pauli'ego.

Soczewkowaty zarys tej kratownicy, który tylko w przybliżeniu może dopełniać warunku $O_m = U_m = \text{stałej}$, wyznacza się równaniem:

$$h_m = 4 f \frac{x_m x'_m}{l^2} \left[1 + \frac{2f^2}{l^2} \left(1 - \frac{2x_m}{l} \right)^2 \right],$$

* Por. Centralbl. d. Bauverw., 1892, str. 399.

w którym h_m oznacza teoretyczną wysokość m go stojca, a f wysokość dźwigara w środku (p. rys. 1141). Siły w poszczególnych prętach obliczamy, posiłkując się wzorami ogólnymi ze str. 686 i nast.

4. Dźwigar ustroju Schwedler'a.

Jeżeli przekątniki takiej kratownicy nie mają podlegać ścisnaniu, gdy obciążenie ruchome zajmuje pola od A aż do $(m-1)$ go węzła (rys. 1142), to należy dopełnić warunku:

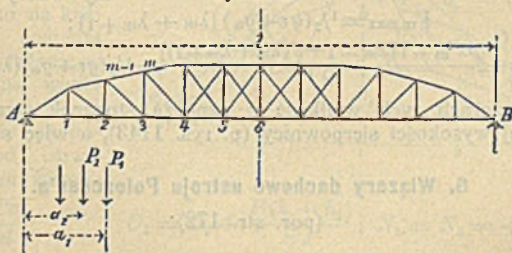
$$\frac{h_{m-1}}{h_m} \geq \frac{M_{m-1}}{M_m}$$

A jeżeli obciążenie ruchome składa się z szeregu ciężarów skupionych P_1, P_2, P_3, \dots , to, gdy przedni ciężar dojdzie do $(m-1)$ go węzła (rys. 1142), należy dopełnić warunku:

$$\frac{h_{m-1}}{h_m} \geq \frac{x'_{m-1}(glx_{m-1} + 2 \sum Pa)}{x'_m(glx_m + 2 \sum Pa)}$$

Obliczając rzędne krzywej Schwedler'a, przez zrównanie prawych i lewych stron we wzorach powyższych, otrzymamy krzywą niesymetryczną, której punkt najwyższy leży w lewej połowie rozpiętości. Posuwając w sposób podobny obciążenie od prawej podpory ku lewej, otrzymamy podobną drugą krzywą, będącą odzwierciedleniem pierwszej, względem środkowej, pionowej osi kratownicy. Łącząc ze sobą najwyższe punkty owych dwóch krzywych spólną styczną poziomą, otrzymamy dopiero właściwy zarys kratownicy ustroju Schwedler'a, składający się ze środkowej prostej poziomej i obustronnych krzywych, będących bardziej

Rys. 1142.



stromemi gałęziami zasadniczej krzywej Schwedler'a. Np. w rys. 1142 liczymy $h_6 = h_5 = h_4$, podług założonej wysokości h kratownicy (najwłaściwiej $h = 1/7 l$). Dalej zaś obliczamy podług wzoru powyższego: h_3 ze znanego h_4 , h_2 z obliczonego już h_3 , h_1 z obliczonego już h_2 , a $h_0 = 0$. Środkowa część kratownicy, posiadająca pasy równoległe, otrzymuje krzyżujące się przekątniki.

Dla równomiernego obciążenia ruchomego ważnym będzie wzór:

$$\frac{h_m - 1}{h_m} = \frac{x_m - 1 x'_m - 1 (gl + p x_m)}{x_m x'_m (gl + p x_m - 1)}$$

Siły w poszczególnych prętach obliczamy podług wzorów ogólnych, podanych na str. 686 i nast.

Jednakże, gdy obciążenie jest równomierne, możemy się posilkować prostszym wzorem na siły w przekątnikach:

$$D_{m \max} = \frac{pl d_m}{4 f},$$

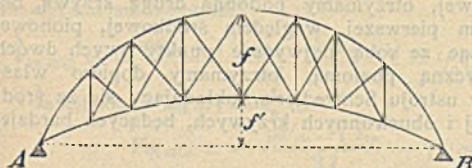
w którym d_m oznacza długość przekątnika, a

$$f = \frac{h_1}{4} \frac{l^2}{(l - \lambda_1) \lambda_1} \frac{g + p \frac{\lambda_1}{l}}{g + \frac{p}{2}},$$

wreszcie λ_1 jest długością pierwszego pola, h_1 zaś wysokością teoretyczną pierwszego stojca.

5. Sierpownica paraboliczna.

Rys. 1143.



Zarys tej kratownicy, oraz siły w jej pasach i w przekątnikach oznaczamy podług wzorów I, II i III ze str. 701, a na siły w stojcach (rys. 1143) mamy wzory poniższe:

$$V_{m \max} = \frac{1}{2} (q \varepsilon + g u) (\lambda_m + \lambda_m + 1);$$

$$V_{m \min} = - \frac{p x'_m - 1 [x_m - 1 - \varepsilon (\lambda_m + \lambda_m + 1)]}{2 l} + \frac{1}{2} (g \varepsilon + g u) (\lambda_m + \lambda_m + 1).$$

We wzorach tych wielkość ε oznacza stosunek strzałki f' do środkowej wysokości sierpownicy (p. rys. 1143), a więc $\varepsilon = f' : f$.

6. Wiązary dachowe ustroju Polonceau'a.

(por. str. 172).

Jeżeli oznaczymy przez:

l rozpiętość wiazara, w m,

t wzajemny odstęp dwóch wiazarów sąsiednich, w m,

q ciężar całkowity dachu (ciężar własny, oraz parcie wiatru i ciężar śniegu), w kg/m^2 rzutu poziomego (por. str. 681 i nast.),

to obciążenie pionowe jednego wiazara będzie:

$$P = l t q \text{ kg.}$$

Poniższe wzory na siły w prętach (pod 1 i 2) wyprowadzono sposobem przecięć Ritter'a (por. str. 684).

1. Wiązar dachowy, ustroju Polonceau'a, zwyczajny (jednokrotnie podpięty).

Jeżeli wzajemne odstępstwa węzłów wiązarowych górnego pasa są jednakowe, a więc równe $\frac{1}{4}l$ (mierzone poziomo), to na każdy węzeł pośredni wypada obciążenie $= \frac{1}{4}P$, a na węzły podporowe po $\frac{1}{8}P$.

Przy znakowaniu na wstępie podanem i wymiarach wpisanych w rys. 1144, otrzymamy poniższe wzory na siły w poszczególnych prętach:

$$O_1 = -\frac{3Pa}{8b}; \quad O_2 = -\frac{3Pa}{8b} + \frac{P(h+h_1)}{4s};$$

$$U_1 = +\frac{5Pl}{32n}; \quad U_2 = +\frac{P(l+2f)}{16r}; \quad U_3 = +\frac{Pl}{8h}; \quad V = -\frac{Pl}{8s}.$$

2. Wiązar dachowy, ustroju Polonceau'a, wielokrotnie podpięty.

Jeżeli wzajemne odstępstwa węzłów wiązarowych górnego pasa są jednakowe i, np. podł. rys. 1145, równe $\frac{1}{8}l$ (mierzone poziomo), to na każdy węzeł pośredni wypada obciążenie $= \frac{1}{8}P$, a na węzły podporowe po $\frac{1}{16}P$.

Podobnie jak poprzednio pod 1. otrzymamy zatem wzory:

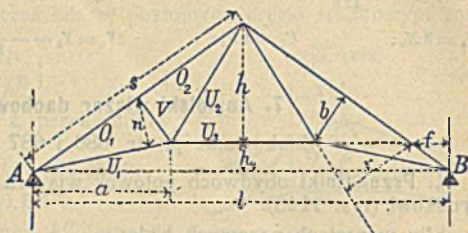
$$O_1 = -\frac{7Pa}{8d}; \quad O_3 = O_2 + \frac{P(h+h_1)}{8s}; \quad N_1 = N_2 = +\frac{Pl}{64n};$$

$$O_2 = O_1 + \frac{P(h+h_1)}{8s}; \quad O_4 = O_3 + \frac{P(h+h_1)}{8s}; \quad U_1 = 7N_1;$$

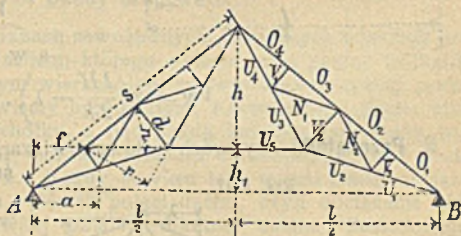
$$U_2 = 6N_1; \quad U_4 = \frac{P(3l+2f)}{32r}; \quad V_1 = V_3 = -\frac{Pl}{16s};$$

$$U_3 = \frac{N_1(2n+r)}{r} + \frac{3Pf}{16r}; \quad U_5 = \frac{Pl}{8h}; \quad V_2 = 2V_1.$$

Rys. 1144.



Rys. 1145.



Przypadek szczególny, gdy $h_1 = 0$.

$$O_1 = -\frac{7Pa}{8d}; \quad O_2 = O_1 + \frac{Ph}{8s}; \quad O_3 = O_2 + \frac{Ph}{8s}; \quad O_4 = O_3 + \frac{Ph}{8s};$$

$$N_1 = N_2 = +\frac{Pl}{32h}; \quad U_1 = 7N_1; \quad U_2 = 6N_1; \quad U_3 = 2N_1;$$

$$U_4 = 3N_1; \quad U_5 = 4N_1; \quad V_1 = V_3 = -\frac{Pl}{16s}; \quad V_2 = 2V_1.$$

7. Angielski więzary dachowy.

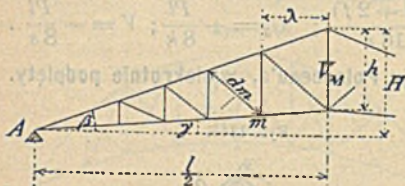
(Znakowanie p. str. 686 i 687 i 700).

1. Przekątniki obydwóch połówek więzary mają spadek ku jego środkowi (rys. 1146).

Siły w prętach pasowych będą:

$$O_m = -\frac{qx'ml}{4h \cos \beta}; \quad U_m = +\frac{qx'm - 1l}{4h \cos \gamma}.$$

Rys. 1146.

Siły w pierwszych dwóch prętach dolnego pasa są sobie równe, t. j. $U_1 = U_2$. Siły w przekątnikach i w stojcach będą:

$$D_m = -\frac{ql d_m}{8h};$$

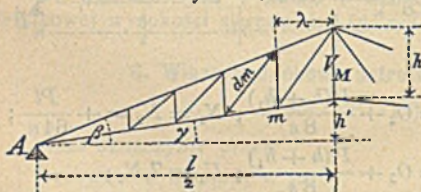
$$V_m = +\frac{qx_m - 1}{2},$$

a w stojcu środkowym:

$$V_M = q \left(\frac{lH}{2h} - \lambda \right).$$

2. Przekątniki obydwóch połówek więzary wznoszą się ku jego środkowi (rys. 1147).

Rys. 1147.



Siły w prętach pasowych będą:

$$O_m = -\frac{qx'm - 1l}{4h \cos \beta};$$

$$U_m = +\frac{qx'm l}{4h \cos \gamma}.$$

Siły w pierwszych dwóch prętach górnego pasa są sobie równe, a zatem $O_1 = O_2$. Siły w przekątnikach i w stojcach będą:

$$D_m = +\frac{ql d_m}{4h}, \quad V_m = -\frac{qx_m + 1}{2},$$

a w stojcu środkowym:

$$V_M = \frac{q l h'}{2 h}.$$

Układ, przedstawiony w rys. 1148, może się obyć bez stojca środkowego, a natenczas siła w poziomym przecię środkowym pasa dolnego będzie:

$$U_M = \frac{q l^2}{8 h''};$$

siła zaś w każdym z przekątników przyległych:

$$D_M = + \frac{q l d [l (h'' - h) + 2 \lambda h'']}{8 \lambda h h''}.$$

Rys. 1148.



We wzorze ostatnim h'' jest odstępem środkowego pręta poziomego od wierzchołka (rys. 1148), a h odległością punktu wzajemnego przecięcia się przedłużonych, obustronnych pasów dolnych, od tegoż wierzchołka, jak w rys. 1147.

3. Odmienne ustroje wiażara angielskiego dachowego otrzymamy, jeżeli, zatrzymując ogólny zarys wiażara i równomierny podział pól wzdłuż pasów górnych, podług rysunków 1146, 1147 i 1148, zastąpimy stojce rozpórkami, t. j. prętami, skierowanymi prostopadłe do pasów górnych. Siły w prętach najdogodniej będzie wyznaczyć sposobem przecięć Ritter'a (str. 684), albo wykreślnie, posilując się wielobokiem sił Cremony.

8. Dachy brogowate.

Jeżeli budynek o ścianach zewnętrznych, tworzących wielobok prawidłowy, pokryjemy dachem, którego połacie mają postać trójkątów i zbiegają się w spólnym wierzchołku, wytwarzając ostrosłup prawidłowy, to dach taki zwiemy brogowatym. Krawężę tego dachu zbiegają się w jego wierzchołku, a pod każdą krawężą ustawiamy wiażar, będący w zasadzie połówką wiażara dwuchylnego, lecz obciążonego nierównomiernie. Każdy bowiem taki wiażar znosi obciążenie dwóch przyległych połówek połaci dachu, czyli obciążenie równe jednej takiej całkowitej połaci trójkątnej dachu. Zastosowując połówki wiażarów, przedstawionych w rys. 1146, 1147 i 1148, do dachów brogowatych i oznaczając przez P obciążenie całkowite takiej połówki wiażara, której stojce dzielą pas górny na n równych części (zatem $\lambda = \frac{1}{2} l : n$), otrzymamy siły w prętach, podane poniżej.

1. Dach brogowaty z wiażarami podł. rys. 1146.

$$O_m = - \frac{P [3 n^2 - m (3 n - m)] \lambda}{3 h n \cos \beta};$$

$$U_m = + \frac{P [3 n^2 - (m - 1) (3 n - m + 1)] \lambda}{3 h n \cos \gamma};$$

$$D_m = - \frac{Pd_m [3n - 2m + 1]}{3hn};$$

$$V_m = + \frac{P(m-1)[3n - 2m + 1]}{3n^2};$$

$$V_M = + \frac{P[Hn^2 - h]}{3hn^2}.$$

Wzór końcowy na siłę V_M przedstawia jej wartość, powstającą w stojcu środkowym, spólnym dla wszystkich wiązarów, lecz tylko tę jej część, jaka powstaje wskutek obciążenia jednej połówki wiązarowej. W stojcu środkowym pojawi się zatem siła tyle razy większa, ile połówek wiązarowych (krawęży) posiada obliczany dach. Siłę $U_1 = U_2$ otrzymamy ze wzoru na U_m , podstawiając wartość $m = 2$.

2. Dach brogowaty z wiązarami podł. rys. 1147.

$$O_m = - \frac{P[3n^2 - (m-1)(3n - m + 1)]\lambda}{3hn \cos \beta};$$

$$U_m = + \frac{P[3n^2 - m(3n - m)]\lambda}{3hn \cos \gamma};$$

$$D_m = + \frac{Pd_m [3n - 2m + 1]}{3hn};$$

$$V_m = - \frac{P(m+1)[3n - 2m + 1]}{3n^2}; \quad V_M = + \frac{Ph'}{3h}.$$

Znaczenie siły V_M i omówienia jej dotyczące, jak pod 1. — Siłę $O_1 = O_2$ otrzymujemy, wstawiając wartość $m = 2$ we wzór na O_m . Gdy, zgodnie z układem, przedstawionym w rys. 1148, część środkowa pasa dolnego jest pozioma, natenczas siła w każdym przekątniku przyśrodkowym będzie:

$$D_M = + \frac{Pd[n^2(h'' - h) + h''(n + 1)]}{3hh''n},$$

a siła w części poziomej pasa dolnego:

$$U_M = + \frac{Pl}{6h''}.$$

B. Dźwigar łukowy.

a. Łuk o pełnym średniku i dwóch przegubach wezłowiowych, bez przegubu zwornikowego.

Łuk niechaj będzie prętem zakrzywionym, sprężystym, o osi AB , w rys. 1149 grubiej wykreślonej, i niechaj oznacza:

F pole symetrycznego przekroju dźwigara,

W moment wytrzymałości tegoż przekroju.

Liniami rdzennymi takiego łuku będą dwie krzywe, wykreślone w równych odstępach $e = W:F$ od osi łuku i równoległe do niej (rys. 1149, w którym natomiast zarysu samego dźwigara nie wrysowano).

Jeżeli przez M_0 , wzgl. M_u , oznaczymy momenty gnące w punktach rdzennych o , wzgl. u , leżących na tym samym pionie w odstępnie poziomym x od lewej opory A , to naprężenia we włóknach skrajnych (górnym, wzgl. dolnym) łuku *) będą:

$$k_o = -\frac{M_0}{W}; \quad k_u = +\frac{M_0}{W}.$$

Oprócz znakowań g , p i q , objaśnionych na str. 700, oznaczymy jeszcze przez:

$2l$ rozpiętość, h strzałkę łuku,

y_0 , wzgl. y_u rzędne punktów rdzennych, o wzgl. u ,

x i y spólrzędne punktu P , leżącego w osi łuku, oraz wprowadzimy podstawienia:

$$y_0 - y = c_0, \quad y - y_u = c_u, \quad \text{a } x' = 2l - x;$$

$$2l - \frac{4hx}{3y_0} = \xi_0; \quad 2l - \frac{4hx'}{3y_0} = \xi_0'; \quad \frac{y_0 \xi_0^3}{16hl} = C_0; \quad \frac{y_0 \xi_0'^3}{16hl} = C_0';$$

$$2l - \frac{4hx}{3y_u} = \xi_u; \quad 2l - \frac{4hx'}{3y_u} = \xi_u'; \quad \frac{y_u \xi_u^3}{16hl} = C_u; \quad \frac{y_u \xi_u'^3}{16hl} = C_u';$$

wreszcie przez H_t oznaczymy poziomy rozpór łuku, spowodowany zmianą temperatury o t^0 , a określonej wzorem, który podajemy na końcu niniejszego ustępu.

Gdy oś łuku jest **parabolą**, otrzymamy **momenty gnące **)**:

$$\left. \begin{aligned} M_{0\min} &= -\frac{gl^2}{2h} c_0 - C_0 p - H_t y_0, \\ M_{0\max} &= -\frac{gl^2}{2h} c_0 + C_0 p + H_t y_0, \end{aligned} \right\} \text{dla } x < 2l - \frac{3ly_0}{2h};$$

$$\left. \begin{aligned} M_{0\min} &= -\frac{gl^2}{2h} c_0 - (C_0 + C_0') p - H_t y_0, \\ M_{0\max} &= -\frac{gl^2}{2h} c_0 + (C_0 + C_0') p + H_t y_0, \end{aligned} \right\} \text{dla } x > 2l - \frac{3ly_0}{2h};$$

*) E. Winkler, Theorie der Bogenbrücken, Allgemeine Bauzeitung 1874.

**) Müller-Breslau, Theorie u. Berechnung d. eis. Bogenbrücken; Berlin 1880.

$$\left. \begin{aligned} M_{u \min} &= + \frac{gl^2}{2h} c_u - C_u p - H_t y_u, \\ M_{u \max} &= + \frac{gl^2}{2h} c_u + C_u p + H_t y_u, \end{aligned} \right\} \text{dla } x < 2l - \frac{3ly_u}{2h};$$

$$\left. \begin{aligned} M_{u \min} &= + \frac{gl^2}{2h} c_u - (C_u + C_u') p - H_t y_u, \\ M_{u \max} &= + \frac{gl^2}{2h} c_u + (C_u + C_u') p + H_t y_u, \end{aligned} \right\} \text{dla } x > 2l - \frac{3ly_u}{2h}.$$

Jeżeli łuk taki obciążamy szeregiem ciężarów skupionych, to do obliczenia przydatnem będzie uprzednie wykreślenie wpływowych*), albo też możemy się posilkować wzorami poniższymi:

$$M_o = M' - H y_o = y_o \left(\frac{M'}{y_o} - H \right),$$

$$M_u = M' - H y_u = y_u \left(\frac{M'}{y_u} - H \right),$$

w których M_o , wzgl. M_u , oznacza moment gnący dla punktu rdzennego o , wzgl. u , dźwigara łukowego (rys. 1149), y_o , wzgl. y_u , rzędne tychże punktów, H rozpór, który wypada oddzielnie obliczyć dla danego łuku, wreszcie M' oznacza moment gnący w zwykłej belce, końcami swobodnie wspartej, a o rozpiętości takiej samej jak łuk, i obciążonej takimże szeregiem ciężarów, mianowicie moment w odległości x od lewej podpory (p. rys. 1149).

Wspomniany już powyżej rozpór dodatkowy H_t w łuku, spowodowany podwyższeniem się temperatury łuku o t^0 , wyrażamy wzorem:

$$H_t = \frac{15 \alpha E F t}{15 \frac{l^2 - h^2}{l^2 + h^2} + 8 \frac{F'}{J} \frac{h^3 l^2}{l^2 - 2h^2}} = \approx \frac{15 \alpha E J t}{8 h^3},$$

w których J oznacza moment bezwładności przekroju względem osi poziomej, α rozszerzalność na 1^0 różnicy temperatury, E spólczynnik sprężystości, a F' , l i h zatrzymują znaczenia powyżej już określone.

b. Łuk kratowiany**).

1. Łuk kratowiany, o dwóch przegubach węzłowych, bez przegubu zwornikowego.

1. Pionowe odpory A i B , spowodowane ciężarem pionowym P , będą:

$$A = \frac{Pb}{l} \quad \text{i} \quad B = \frac{Pa}{l}.$$

*) Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre.

**) P. Müller-Breslau, Graphische Statik II. Część I, § 7, 24 i 28. Porównaj też uwagę drugą w odsylniczu str. 709.

W celu wyznaczenia rozpóru H , wyliczamy przedwstępnie dla każdego pręta pasowego, którego długość niechaj będzie s_m , wartości:

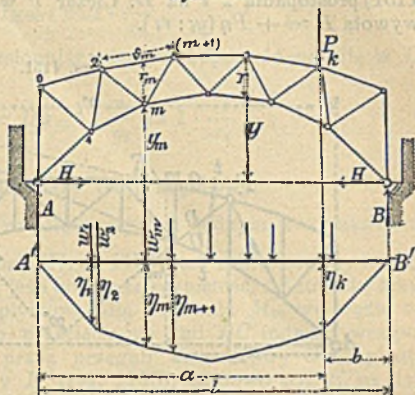
$$w_m = \frac{y_m s_m F_c}{r_m^2 F_m} \quad \text{i}$$

$$z_m = \frac{y_m^2 s_m F_c}{r_m^2 F_m}.$$

Rys. 1150.

We wzorach powyższych oznacza:

m liczbę porządkową węzła, leżącego naprzeciwko pręta s_m ,
 y_m rzędną tegoż węzła m ,
 r_m prostopadłą z m na s_m ,
 F_m przekrój pręta s_m ,
 F_c dowolny przekrój porównawczy, który najdogodniej obrać równym przekrojowi, najliczniej w prętach zachodzącemu, aby otrzymać jak najwięcej stosunków $F_c : F_m = 1$.



Następnie, uważając owe wielkości $w_1, w_2 \dots w_m \dots$ za ciężary obciążające zwykłą belkę o rozpiętości $A'B' = AB$ (rys. 1150), w obydwóch końcach swobodnie podpartą, wykreśliły dla tych ciężarów (jako działających w pionach przez przynależne węzły) wykresową momentów (dolna część rys. 1150), a jej rzędną η_k , pod węzłem obciążonym przez ciężar P , wprowadzamy do poniższego wzoru na rozpór łuku:

$$H = P \frac{\eta_k}{\Sigma z}.$$

Jeżeli α i E oznaczają wartości, określone na str. 710, to równo, mierne w całym łuku podwyższenie temperatury o t^0 wywołuje rozpór dodatkowy:

$$H_t = \frac{\alpha E l F_c t}{\Sigma z}.$$

2. Wyznaczywszy rozpór H i jego wpływową (rys. 1152), odcinamy kresę $A'J' = 1 \cdot (x_m : y_m)$, i kreślimy proste $B'J'$ i $A'm'$, a otrzymamy (zakreskowane) pole wpływowe M_m , którego mnożnikiem jest $\mu = y_m$. Ciężar P w położeniu oznaczonym w rys. 1151 wywoła moment:

$$M_m = - P \eta y_m.$$

Aby otrzymać wpływową D (rys. 1153), t. j. wpływową siły w przekątniku D (rys. 1151), przecinamy m -te pole po linii tt , wyznaczamy punkt i , jako przecięcie się prętów pasowych O i \bar{U} , a w rys. 1153 odcinamy kresę $A'J' = 1 \cdot (x_i : y_i)$, na pionie pod A' (x_i i y_i są współrzędnymi punktu i podług rys. 1151); kreślimy pro-

Ponieważ sam zarys prętów łuku daje nam bezpośrednio wartości x_i , y_i , oraz r_i , więc do określenia siły w przekątniku D , ze znanego rozporu H , przydatnym może być związek:

$$D_{H=1} = 1 \cdot \frac{y_i}{r_i},$$

a następnie i związek, znamionujący wpływ odporu A na siłę w D , mianowicie:

$$D_{A=1} = D_{H=1} \cdot \frac{x_i}{y_i} = 1 \cdot \frac{x_i}{r_i}.$$

2. łuk kratowlany trójprzegubowy,

t. j. o dwóch przegubach wezłowiowych i jednym zwornikowym.

Polem wpływowym rozporu H (rys. 1154) jest zakreskowany trójkąt ACB o wysokości $1 \cdot (l : 4f)$, jeśli l oznacza rozpiętość, a f strzałkę łuku.

Aby otrzymać pole wpływowe dla momentu M_m we węzle m , wyznaczamy punkt E , jako przecięcie się linii BC (odporu wezłowiowego, przechodzącego przez przegub zwornikowy C) z prostą Am , następnie punkt zerowy E' (rys. 1155), pionowo pod E , na linii zerowej $A'B'$. Odcinamy $A'J' = x_m$ i kreślimy proste $J'E'C'$, $C'B'$, $A'm'$, przyczem C' leży pionowo pod C , a m' pionowo pod m , obydwa zaś te punkty leżą na prostej $J'E'$. Pole zakreskowane jest polem wpływowym momentu M_m . Część tego pola, na lewo od E' , odpowiada zupełnie polu M_m dla belki o rozpiętości $A'E'$, końcami swobodnie podpartej. Ze znanej wartości M_m oznaczamy:

$$U_{m+1} = + \frac{M_m}{h_m \cos \gamma_{m+1}}.$$

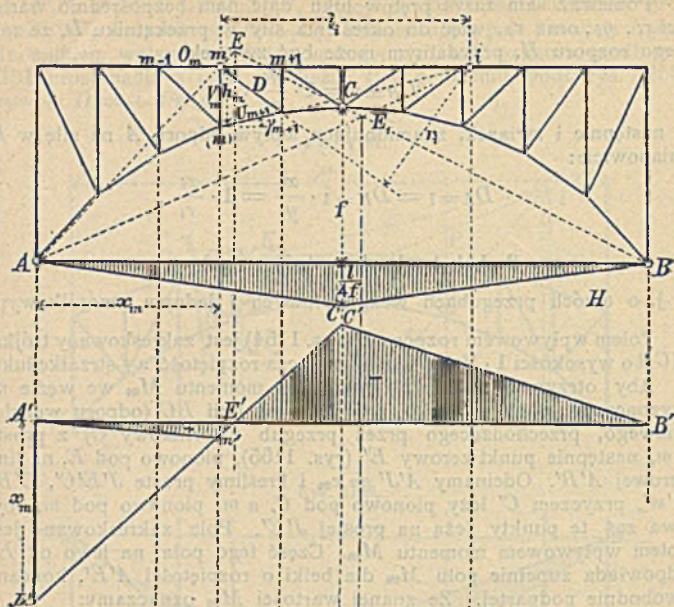
Podobnie wyznacza się pole wpływowe momentu gnącego $M_{(m)}$ dla węzła (m) dolnego pasa, a pole to służy do wyznaczenia:

$$O_m = - \frac{M_{(m)}}{h_m}.$$

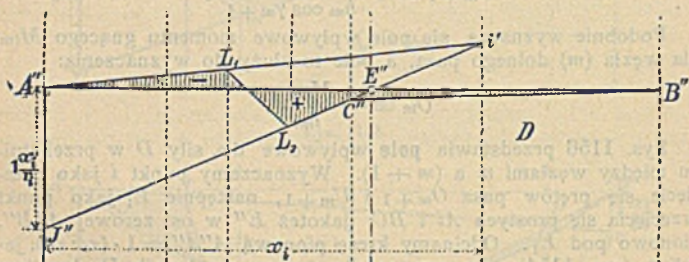
Rys. 1156 przedstawia pole wpływowe dla siły D w przekątniku między węzłami m a $(m+1)$. Wyznaczamy punkt i jako przecięcie się prętów pasa O_{m+1} i U_{m+1} , następnie E_1 jako punkt przecięcia się prostych Ai i BC ; jakoteż E'' w osi zerowej $A''B''$, pionowo pod E_1 . Odcinamy kresę pionową $A''J'' = 1 \cdot (x_i : r_i)$, jeżeli r_i (rys. 1154) jest prostopadłą z i na przekątnik D ; kreślimy $J''E''$ aż do punktu i' , leżącego pionowo pod i , oraz łączymy i' z A'' . Pionowo pod C otrzymamy na $J''E''$ punkt C'' , a pionowo pod $(m+1)$ punkt L_2 . Podobnie pionowo pod m na $A''i'$ punkt L_1 , poczem kreślimy proste $B''C''$, oraz L_1L_2 .

W podobny sposób otrzymujemy pole wpływowe siły V_m (rys. 1157). Punkt i oznacza w rys. 1154 przecięcie się prętów O_m i U_{m+1} , który to punkt przy zastosowaniu prostego pasa górnego, jest równocześnie punktem przecięcia się O_{m+1} i U_{m+1} . W rys. 1157 kresa pionowa $A''J'' = 1 \cdot (x_i : l_i)$, a l_i , podł. rys. 1154, jest prostopadłą z punktu i na V_m .

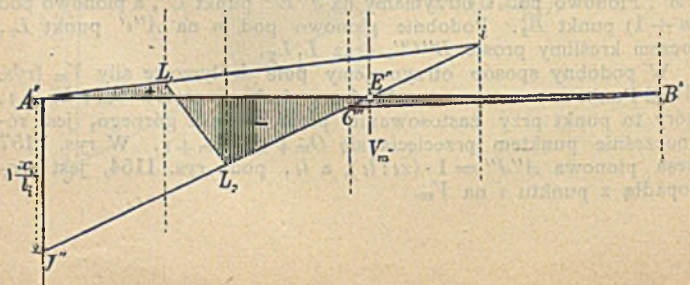
Rys. 1154 i 1155.



Rys. 1156.



Rys. 1157.



C. Kratowie przestrzenne *).

a. Kratowie graniastąsłupowe gazięca.

W krawędziach graniastąsłupa foremego stoją słupy, łączące się z sąsiednimi za pośrednictwem wykratowników. W pośrodku między każdą parą słupów sąsiednich przytwierdza się do wykratowników prowadnica pionowa, obecnie najczęściej z ceownika, śród którego pasów toczą się krążki przewodnicze, przytwierdzone do dzwonu z blachy żelaznej, a o postaci walca pionowego. Osie tych krążków leżą w kierunku promieni dzwonu, a więc naciski krążków na pasy przewodnicze kierują się po stycznej do walca dzwonowego.

Jeżeli, zgodnie z rys. 1158 i 1159, oznaczymy przez:

H całkowity napór wiatru, działający na wierzchni wieńiec kratowia,

Z_m siłę w m ym przecię wierzchniego wieńca,

β_m kąt, jaki tworzy prostopadła do Z_m z osią symetrii AB ,

$2n$ ilość słupów kratowia,

φ kąt pochyłości przekątnika względem pręta wieńcowego i jeżeli założymy nadto, że sztywna czasza dzwonu przenosi cały napór H na kratowie, to otrzymamy wzór:

$$Z_m = \frac{H}{n} \sin \beta_m \dots \dots \dots (1).$$

Siły w prętach wieńcowych (T) i w przekątnikach (D) będą liczebnie największe w ścianach równoległych do kierunku wiatru, a zatem:

$$T_{\min} = -\frac{H}{n} \dots \dots \dots (2)$$

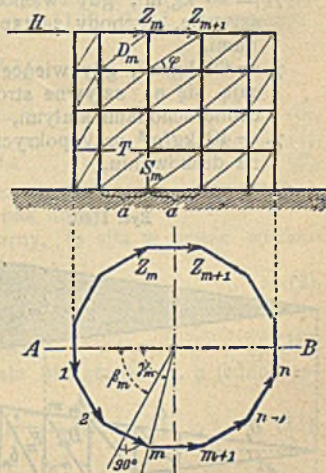
$$D_{\max} = \frac{H}{n} \sec \varphi_m \dots \dots \dots (3)$$

Stosując znakowanie, wpisane w rys. 1158 i 1159, oraz $E = \gamma_m - \beta_m$, e odstęp poziomu T od posady, x zaś od naporu H_1 , otrzymamy siłę S_m w słupie, wywołaną przez Z_m i Z_{m+1} , ze wzoru:

$$S_m = \frac{1}{a} [Z_{m+1} \cdot x - Z_m (x + e)],$$

a po podstawieniu wartości na Z i po uporządkowaniu:

Rys. 1158 i 1159.



*) Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1898, Müller-Breslau, Przyczynek do teorii dachów kopułowych i wieżowych.

$$S_m = \frac{H}{n \cdot r} \left[\left(x + \frac{e}{2} \right) \cos \gamma_m - \frac{e}{2} \operatorname{ctg} \varepsilon \sin \gamma_m \right].$$

Siła ta staje się największą, gdy dopełnimy warunku:

$$-\left(x + \frac{e}{2} \right) \sin \gamma_m - \frac{e}{2} \operatorname{ctg} \varepsilon \cos \gamma_m = 0,$$

a więc gdy:

$$\operatorname{tg} \gamma_m = -\frac{e}{2x + e} \operatorname{ctg} \varepsilon;$$

największy nacisk w słupie będzie zatem:

$$-S_m = \frac{H}{n r} \left(x + \frac{e}{2} \right) \sqrt{1 + \left(\frac{e}{2x + e} \right)^2 \operatorname{ctg}^2 \varepsilon} \quad \dots \quad (4).$$

b. Dachy wieżowe.

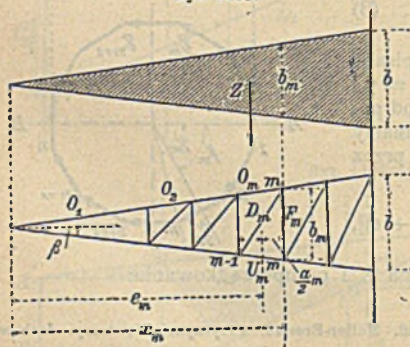
1. Część ogólna.

a. Wpływ wagi własnej.

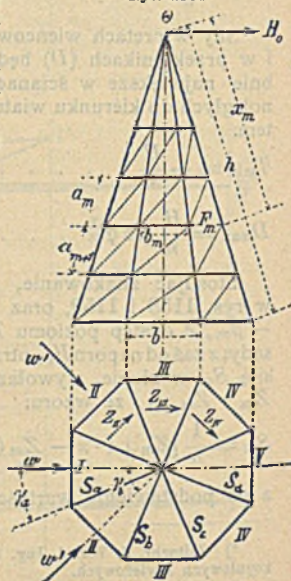
Założymy, że waga własna całego kratowia dachowego rozkłada się równomiernie na całą powierzchnię połaci dachowej, i oznaczmy wagę tę na 1 m² połaci przez γ_1 , a wagę kryćby na 1 m² przez γ_2 . Wagi te można liczyć średnio:

- $\gamma_1 = 45 \text{ kg/m}^2$, gdy wieńce są mniej sztywne, a schody zastąpione drabiniami,
- $\gamma_1 = 60 \text{ kg/m}^2$, gdy wieńce wykształcają się na sztywne stropy, połączone schodami stałymi,
- $\gamma_2 = 40 \text{ kg/m}^2$ przy pokryciu miedzią na deskowaniu,

Rys. 1160.



Rys. 1161.



Jeżeli przez z oznaczymy obciążenie połaci III, wynikające z parcia wiatru na cały dach, to także obciążenie połaci II i IV będzie:

$$z' = z \sin 45^\circ \dots \dots \dots (12),$$

a ponieważ nadto:

$$z + 2z' \sin 45^\circ = \frac{\omega}{2} + \omega' \sin 45^\circ, \text{ więc}$$

$$\left. \begin{aligned} z &= 0,4268 \omega \\ z' &= 0,3018 \omega \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13).$$

Obliczenia powyższe dają dobre wyniki jedynie wtenczas, gdy wszystkie wieńce są dostatecznie sztywne (np. wypełnione stropami), aby je mógł uważać za płyty istotnie sztywne, w przeciwnym razie należy stosować sposób obliczenia, podany poniżej pod 3.

Największe siły w przekątnikach powstają w połaciach III, a otrzymamy je podług wzoru (8), po podstawieniu wartości na z , a więc:

$$D_m = 0,142 \omega e_m d_m \dots \dots \dots (14).$$

Największe siły w krawężnikach (krokwiach) pojawią się między połacią I i II, wzgl. między IV i V. Podstawiając we wzory (6) i (7) wartość $z' = 0,3018 \omega$, otrzymamy siły te, a mianowicie:

$$S_{\max} = + 0,05 \omega x_m^2 - 1 \dots \dots \dots (15)$$

$$S_{\min} = - 0,05 \omega x_m^2 \dots \dots \dots (16).$$

Ten sam wynik otrzymamy, jeżeli przeprowadzimy obliczenie w ten sposób, że cały ostrosłup uważać będziemy za jedną belkę, dolnym końcem osadzoną*). Przy takim założeniu w odległości x_m od wierzchołka otrzymamy największą siłę w krawężniku:

$$S_m = \pm 0,05 \omega x_m^2 \dots \dots \dots (17).$$

Do sił powyższych należy dodać siły, powstające pod wpływem wagi własnej dachu (podane pod α), oraz pod wpływem parcia wiatru na nasadę spica wieżowego.

3. Dachy wieżowe, o wieńcach nieusztynionych.

W celu obliczenia D_{\max} i H'_{\max} pomyślmy sobie, iż w rys. 1161 usunęliśmy zupełnie połac V i dwie połacie IV, i że pozostałe połacie, uważane za belki, dołem osadzone, podlegają obciążeniom z_0 w pasach górnych, a z_u w dolnych. Natenczas otrzymamy poniższe wartości tych obciążeń:

$$\text{w połaci I: } z_0 = \frac{1}{2} \omega + \frac{1}{2} \omega' \sqrt{2} = \frac{1}{2} \omega + \frac{1}{4} \omega \sqrt{2} = z_u \dots (18),$$

$$\text{„ II: } z_0 = \frac{1}{2} \omega \sqrt{2} + \frac{1}{2} \omega' = \frac{1}{2} \omega \sqrt{2} + \frac{1}{4} \omega$$

$$z_u = \frac{1}{2} \omega' = \frac{1}{4} \omega, \text{ a zatem}$$

$$z_{II} = z_0 - z_u = \frac{1}{2} \omega \sqrt{2} \dots \dots \dots (19),$$

*) Breymann, Baukonstruktionslehre, T. 3.

w połaci III:

$$z_0 = 1/2 \omega' \sqrt{2} = 1/4 \omega \sqrt{2},$$

$$z_u = 0, \text{ a zatem}$$

$$z_{III} = 1/2 \omega' \sqrt{2} = 1/4 \omega \sqrt{2} \dots \dots \dots (20).$$

Połąc I nie działa jako belka: całe parcie wiatru znoszą zatem połącie II i III, z których bardziej obciążoną jest połać II. Wprowadzając wartość tego obciążenia: $z_{II} = 1/2 \omega \sqrt{2}$ we wzór (8), otrzymamy:

$$D_m = 1/6 \omega e_m d_m \sqrt{2}, \text{ czyli}$$

$$D_m = \infty 0,232 \omega e_m d_m \dots \dots \dots (21).$$

Podstawiając podobnie we wzór (11) wartości z_0 i z_u , podane powyżej dla połącii II, otrzymamy:

$$I'_m = -1/3 \omega [(1/2 \sqrt{2} + 1/4) e_m + 1 b_m + 1 - 1/4 e_m b_m - 1], \text{ czyli}$$

$$I'_m = \infty -0,08 \omega (4 e_m + 1 b_m + 1 - e_m b_m - 1) \dots \dots \dots (22).$$

W sposób podobny, przez wprowadzenie właściwych podstawień zamiast wartości z we wzory (6) i (7), otrzymamy siły S_a , S_b i S_c (p. rys. 1161), działające w krawężnikach, a mianowicie:

$$\left. \begin{aligned} S_{am} &= + \frac{\omega \sqrt{2}}{12} x_m^2 - 1 \dots \dots \dots (a), \\ S_{bm} &= - \frac{\omega \sqrt{2}}{12} (x_m^2 - 1/2 x_m^2 - 1) \dots \dots \dots (b), \\ S_{cm} &= - \frac{\omega \sqrt{2}}{12} \frac{x_m^2}{2} \dots \dots \dots (c), \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (23).$$

Największa i najmniejsza siła w krawężniku będzie zatem:

$$S_{m \max} = + \frac{\omega \sqrt{2}}{12} x_m^2 - 1 = +0,118 \omega x_m^2 - 1 \text{ (podł. wzoru a),}$$

$$S_{m \min} = - \frac{\omega \sqrt{2}}{24} x_m^2 = -0,059 \omega x_m^2 \text{ (podług wzoru c),}$$

lecz tylko gdy $x_m > \beta h$, dla mniejszych bowiem wartości x_m otrzymamy siłę najmniejszą podług wzoru (b), np. dla najwyższego pola, w którym $x_m - 1 = 0$, będzie:

$$S'_{1 \min} = - \frac{\omega \sqrt{2}}{12} x_1^2 = -0,118 \omega x_1^2,$$

a więc liczebnie dwa razy większa niż podług wzoru (c). Wartość ułamka β , określającego granicę, przy której wzory (b) i (c) dałyby jednakowe wyniki na siły najmniejsze, zależy od rozstawienia wieńców, czyli od podziału połącii na pola, zazwyczaj wartość ta bywa nieco mniejsza od 0,5.

Jeżeli zadawałamy się tymi wynikami, zaniedbującymi spóździanie połącii IV i V, możemy w zamian stosować wyższe naprężenia bezpieczne, np. 1600 kg/cm² dla żelaza.

Możemy jednak obliczać dachy te dokładniej, wprowadzając do otrzymanych powyżej wyników pewne poprawki, uwzględniające owo spółdziałanie połąci IV i V. W tym celu oznaczymy przez A_0 i A_u przekroje krawężnika (krokwi) w najwyższym i najniższym polu, t. j. dla $x=0$ i $x=h$, przez μ zaś ilość określoną wzorem:

$$\mu = \left(\frac{A_0}{A_u - A_0} \right)^2 + \frac{0,5 - \frac{A_0}{A_u - A_0}}{\ln \frac{A_u}{A_0}} \dots (24),$$

a otrzymamy wzory powyższe z pożądanymi poprawkami:

$$\left. \begin{aligned} \text{(a):} \quad S_m &= + \frac{\omega \sqrt{2}}{12} x_m^2 - 1 && - 0,0676 \omega h^2 \mu \\ \text{(b):} \quad S_m &= - \frac{\omega \sqrt{2}}{12} (x_m^2 - \frac{1}{2} x_m^2 - 1) + 0,0897 \omega h^2 \mu \\ \text{(c):} \quad S_m &= - \frac{\omega \sqrt{2}}{12} \frac{1}{2} x_m^2 && + 0,0381 \omega h^2 \mu \\ \text{(d):} \quad S_m &= 0 && - 0,0503 \omega h^2 \mu \end{aligned} \right\} (25),$$

W ogólności można liczyć wartość $\mu = 1/4$ do $1/5$. Dla $\mu = 1/4$ wypada $A_u = 3 A_0$.

Z wzorów powyższych otrzymamy siły działające na poduszkę krawężnika (krokwi), licząc, że $x_m = h = x_{m-1}$, a zakładając nadto $\mu = 1/4$, otrzymamy podług wzorów (25):

$$S_{\max} = 0,10 \omega h^2 \dots (26),$$

$$S_{\min} = - 0,05 \omega h^2 \dots (27);$$

wzór (26) daje nam największą siłę ciągnącą w przyciągach, a wzór (27) największy nacisk na poduszkę.

Ponieważ w zastosowaniu pręty pierścieniowe spaja się sztywnymi złączeniami na nity, więc założenie powyższe o wieńcach, złożonych z prętów, któreby się przyłączały zupełnie przegubowo, nie jest zgodne z rzeczywistością. Lepiej zatem będzie nie uwzględniać owych poprawek, wynikających ze statycznej niewyznaczalności ustroju, lecz jak już wspomniano, stosować prostsze wzory (23) i większe naprężenia bezpieczne.

c. Kopyły kratowiane.

Obliczenie na ciężary pionowe *).

Kratowie kopuliste składa się w zasadzie z trzech rodzajów prętów, t. j. krokwi, wieńców i przekątników. W kierunku południków leżą **krokwie**, a w kierunku równoleżników **wieńce**; dwa te rodzaje

*) J. W. Schwedler: Die Konstruktion der Kuppeldächer (11 tabl. z opisem), 2 wydanie; Berlin, Wilh. Ernst & Sohn. — Obliczenie na siły pochyte (parcie wiatru), Müller-Breslau, w Centralbl. d. Bauverw. 1891 i 1892, jakoteż w Zeitschr. d. Verein d. Ing. 1898.

prętów, przecinając się ze sobą, wytwarzają pola trapezowate, a w każdym takim polu krzyżują się ze sobą dwa przekątniki.

Gdyby obciążenie kopuły foremnej było ze wszech miar symetryczne, przekątniki byłyby teoretycznie zbędne. Ponieważ jednak obciążenia bywają niesymetryczne, więc owe pola trapezowate mogłyby zmienić swą postać pod wpływem takich obciążeń, a przekątniki mają właśnie zapobiedz zmianom postaci tych trapezów.

Nacisk w krokwiach będzie największy, gdy na kopułę działa obciążenie całkowite.

Siła ciągnąca we wieńcu będzie największa, gdy obciążymy całkowicie całą część kopuły wśród wieńca leżącą, nieobciążając części pozostałej, i tego pasa kopuły, którego obciążenie przenosi się wprost na ów wieńiec. Przy odwrotnym rozłożeniu obciążenia, otrzymamy we wieńcu najmniejszą siłę ciągnącą, względnie największą w niej nacisk.

Niechaj w ustroju kopuły, przedstawionej w rys. 1162 oznacza:

n ilość krokwi,

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ kąty pochyłości prętów krokwi, względem poziomu,

$\beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$ kąty, zawarte między przekątnikiem a prętem krokwiowym,

P_1, P_2, P_3, P_4 wagi własne całych pasów kopuły, przyczem P_1 liczone wraz z ciężarem naddasza (latarni),

Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 obciążenia całkowite tychże pasów, wraz z ich wagą własną,

D_1, D_2, D_3, D_4 naciski w prętach krokwi,

T_1, T_2, T_3, T_4, T_5 siły w prętach wieńcowych,

N_1, N_2, N_3, N_4 siły w przekątnikach,

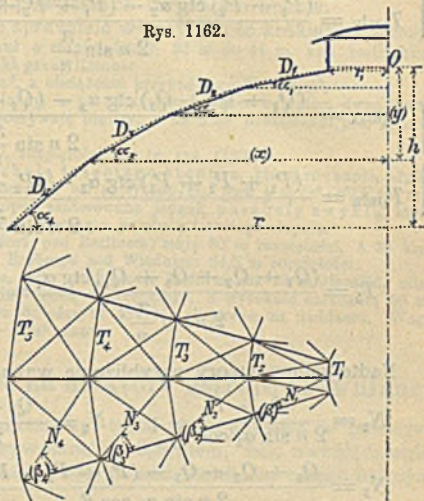
a będzie:

$$D_1 = \frac{Q_1}{n \sin \alpha_1}; \quad D_3 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{n \sin \alpha_3};$$

$$D_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{n \sin \alpha_2}; \quad D_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{n \sin \alpha_4}.$$

$$T_1 = - \frac{Q_1 \operatorname{ctg} \alpha_1}{2 n \sin \frac{\pi}{n}} = - \frac{D_1 \cos \alpha_1}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad (\text{wieńiec naddasza}).$$

Rys. 1162.



$$\left\{ \begin{aligned} T_{2\max} &= \frac{Q_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 - (Q_1 + P_2) \operatorname{ctg} \alpha_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}}; \\ T_{2\min} &= \frac{P_1 \operatorname{ctg} \alpha_1 - (P_1 + Q_2) \operatorname{ctg} \alpha_2}{2n \sin \frac{\pi}{n}}. \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T_{3\max} &= \frac{(Q_1 + Q_2) \operatorname{ctg} \alpha_2 - (Q_1 + Q_2 + P_3) \operatorname{ctg} \alpha_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}; \\ T_{3\min} &= \frac{(P_1 + P_2) \operatorname{ctg} \alpha_2 - (P_1 + P_2 + Q_3) \operatorname{ctg} \alpha_3}{2n \sin \frac{\pi}{n}}. \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T_{4\max} &= \frac{(Q_1 + Q_2 + Q_3) \operatorname{ctg} \alpha_3 - (Q_1 + Q_2 + Q_3 + P_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}}; \\ T_{4\min} &= \frac{(P_1 + P_2 + P_3) \operatorname{ctg} \alpha_3 - (P_1 + P_2 + P_3 + Q_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}}. \end{aligned} \right.$$

$$T_5 = \frac{(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \operatorname{ctg} \alpha_4}{2n \sin \frac{\pi}{n}} = \frac{D_4 \cos \alpha_4}{2 \sin \frac{\pi}{n}} \quad (\text{wieniec podstawowy}).$$

Nadto mamy wzory przybliżenie ważne:

$$N_1 = \frac{Q_1 - P_1}{2n \sin \alpha_1 \cos \beta_1}; \quad N_2 = \frac{Q_1 + Q_2 - (P_1 + P_2)}{2n \sin \alpha_2 \cos \beta_2};$$

$$N_3 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 - (P_1 + P_2 + P_3)}{2n \sin \alpha_3 \cos \beta_3};$$

$$N_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 - (P_1 + P_2 + P_3 + P_4)}{2n \sin \alpha_4 \cos \beta_4}.$$

We wzorach powyższych dodatnie wyniki T i N będą siłami rozciągającymi, a ujemne ściskającymi.

Jeżeli **krokwi** mają podlegać jednakowym naciskom na całej swej rozciągłości, to należy dopełnić warunku:

$$D_1 = D_2 = D_3 = D_4 = D,$$

a w tym celu należy krokwiom nadać kształt właściwy, określony kątami pochylenia α , podług wzorów:

$$\sin \alpha_1 = \frac{Q_1}{nD}; \quad \sin \alpha_3 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3}{nD};$$

$$\sin \alpha_2 = \frac{Q_1 + Q_2}{nD}; \quad \sin \alpha_4 = \frac{Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4}{nD}.$$

Jeżeli średnia wartość sił we wieńcach ma się równać zeru, to należy dopełnić warunku:

$$T_{\max} + T_{\min} = 0,$$

z którego wynikają kąty pochyłości prętów krokwiowych, np.:

$$\operatorname{ctg} \alpha_2 = \operatorname{ctg} \alpha_1 \frac{P_1 + Q_1}{P_1 + Q_1 + P_2 + Q_2} \text{ i t. d.}$$

W obydwóch przypadkach obliczamy kąt pochyłości pręta następnego z kąta pochyłości pręta poprzedniego. Założywszy zatem jeden z tych kątów, możemy oznaczyć kształt całej kopuły, przystosowującej się do jednego z powyższych dwóch warunków.

Pozatem wypada jeszcze sprawdzić wytrzymałość krokwi na gięcie. Uwaga. W obliczeniach kopuły o rozpiętościach 32 m do 44 m, nad berlińskimi gazienicami (budynkami na zbiorniki gazu) liczone:

wagę własną 70 kg/m^2 , a obciążenie przypadkowe 100 kg/m^2 .

Ustroje te mają po 4 do 5 wieńcy, a po 24 krokwi; wieńce są zatem dwudziestoczterokątami; na kratowiu nad spoczywają płatwy, a na nich deskowanie pod teksturą smołowcową.

Strzałka h równa się $\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{6}$ rozpiętości $2r$ (p. rys. 1162).

Przekroje tych kopuły są parabolą trzeciego stopnia, której równanie, odniesione do jej wierzchołka jako początku osi współrzędnych, jest: $y = (x^3 - r^3) h$ (p. rys. 1162). Do środkowej części kopuły zastosowano jednak parabolę zwykłą, która w punktach przejściowych ma wspólną styczną z parabolą trzeciego stopnia.

Nowsze kopuły w Schmargendorf pod Berlinem mają 60 m rozpiętości, a 36 krokwi; kopuła zaś nad gazienicem w Erdbergu pod Wiedniem 64,5 m rozpiętości.

Kopuła nad tunelem w Berlinie, przy rozpiętości 35,65 m, ma 23 m strzałki, mierzonej od wieńca podstawowego do wieńca wierzchniego, a wysokość całkowitą 60 m, mierzoną od wieńca podstawowego do szczytu krzyża, stojącego na naddaszu. Waga własna (bez naddasza) 90,5 kg na 1 m^2 planu.

D. Wzory przybliżone na niektóre ustroje drewniane.

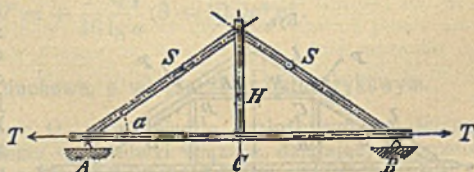
Wzorami poniższymi określamy tylko siły posiłowe w poszczególnych prętach ustroju, wywołane obciążeniem, bez uwzględnienia naprężeń ubocznych, wynikających z odkształcania się całego ustroju.

1. Wieszary i rozpornice.

(p. str. 192).

1. Wieszar jednostorczykowy (rys. 1163). Zakładamy, że ściagając AB obciążamy równomiernym obciążeniem Q , że końce jej spoczywają swobodnie (nie są osadzone), i że storczyk połowi jej rozpiętość w punkcie C , a natenczas ważne będą wzory:

Rys. 1163.



$$H = + \frac{5}{8} Q;$$

$$S = - \frac{5}{16} \frac{Q}{\sin \alpha}; \quad T = + \frac{5}{16} \frac{Q}{\operatorname{tg} \alpha}.$$

Gdy obciążenie Q , równomiernie rozłożone na AB , zastąpimy ciężarem P , skupionym pod storczykiem, natenczas we wzory powyższe należy wprowadzić P zamiast $\frac{1}{2} Q$.

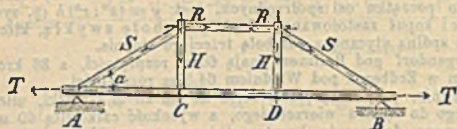
Rys. 1164.



2. Rozpornica zwykła. Jeżeli w rys. 1164, przedstawiającym rozpornicę z rozporą, doprowadzimy rozporę do zaniku, a więc długość jej do zera, to łby C i D zastrzałów zetkną się ze sobą bezpośrednio, a prostszy taki ustrój zwieemy rozpornicą zwykłą. Stosują się do niej wzory, podane powyżej pod 1. dla wieszarów jednostorczykowych.

3. Wieszar dwustorczykowy (rys. 1165). Zakładając znów, że obciążenie Q jest równomiernie rozłożone na ściągnicy AB , jako też że $AC = CD = DB$, otrzymamy:

Rys. 1165.



$$H = + \frac{11}{30} Q;$$

$$S = - \frac{11}{30} \frac{Q}{\sin \alpha};$$

$$R = - T = - \frac{11}{30} \operatorname{tg} \alpha.$$

Gdy obciążenie Q , równomiernie rozłożone na ściągnicy AB , zastąpimy dwoma ciężarami $\frac{1}{2} P$, skupionymi pod storczykami, natenczas we wzorach powyższych zamiast wartości $\frac{11}{30} Q$ należy podstawić $\frac{1}{2} P$.

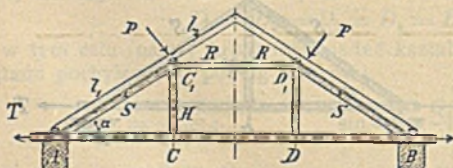
Gdy obciążamy wieszar taki niesymetrycznie, wypada usztywnić środkowe jego pole prostokątne przez dodanie przekątników, a ustrój tak obciążony obliczać sposobem podanym na str. 684 i n.

4. Rozpornica z rozporą (rys. 1164) oblicza się podług wzorów, podanych powyżej pod 3. dla wieszara dwustorczykowego.

2. Dach płatowy.

Jeżeli założymy, że, oprócz obciążenia Q , rozłożonego równomiernie na ściągnicę AB , działają jeszcze w punktach C_1 i D_1 (rys. 1166) dwie siły P ,

Rys. 1166.



skierowane prostopadle do powierzchni dachu, a przedstawiające nacisk płatów, które obciążenia krokwi przenoszą na te punkty, to siły w prętach wieszara otrzymamy ze wzorów:

$$H = + \frac{11}{30} Q; \quad S = - \frac{1}{\sin \alpha} \left(\frac{11}{30} Q + P \cos \alpha \right);$$

$$R = - T = - \frac{1}{\sin \alpha} \left(\frac{11}{30} Q \cos \alpha + P \right).$$

Krokwie należy liczyć jako belki ciągłe, dwuprzęsłowe, o rozpiętościach l_1 i l_2 , a równomiernie obciążone. Jeżeli nadto założymy, że na n krokwi, obciążających daną połówkę wieszara, przypada w ich przęsłach l_1 całkowite obciążenie P_1 , czyli na każdą krokiew $P_1 : n$, a w ich przęsłach l_2 obciążenie całkowite P_2 , czyli na każdą krokiew $P_2 : n$, to siłę P otrzymamy ze wzoru:

$$P = \frac{P_1 l_1 (4l_2 + l_1) + P_2 l_2 (4l_1 + l_2)}{8l_1 l_2}.$$

Natomiast gdy Q_s oznacza obciążenie równomierne całej połówki wieszara dachowego, które działa prostopadle na powierzchnię dachu i gdy $l_1 = l_2$, natenczas będzie $P = \frac{5}{8} Q_s$.

Jeżeli ciężary P (rys. 1166) działają nie prostopadle do powierzchni dachu, lecz pionowo, a więc równoległe do osi storczyków, to siły w prętach będą:

$$H = + \frac{11}{30} Q; \quad S = - \frac{1}{\sin \alpha} \left(\frac{11}{30} Q + P \right); \quad R = - T = - \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{11}{30} Q + P \right).$$

3. Dach jętkowy (p. str. 170).

Jeżeli przez Q'_s (rys. 1167) oznaczymy pionowe obciążenie połówki wieszara, to siły, w nim działające, będą:

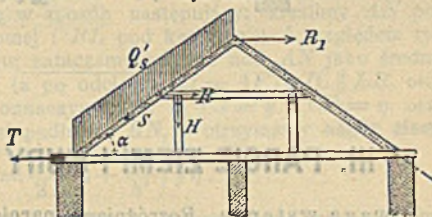
$$R_1 = - \frac{3}{16} \frac{Q'_s}{\operatorname{tg} \alpha};$$

$$R = - \frac{5}{16} Q'_s \sin 2\alpha;$$

$$H = + \frac{5}{8} Q'_s \cos^2 \alpha; \quad S = - \frac{1}{16} \frac{Q'_s}{\sin \alpha} (3 + 10 \sin^2 \alpha);$$

$$T = + \frac{1}{16} \frac{Q'_s}{\operatorname{tg} \alpha} (3 + 10 \sin^2 \alpha).$$

Rys. 1167.



4. Włazary dachowe, o wieszarze trójstorczykowym.

Wskutek obciążenia Q , równomiernie rozłożonego na ściągnicę (rys. 1168), i obciążenia Q_s połówki wieszara, działających prostopadle na powierzchnię dachu, pojawiają się siły:

$$H_1 = + \frac{13}{56} Q; \quad H_2 = + \frac{2}{7} Q;$$

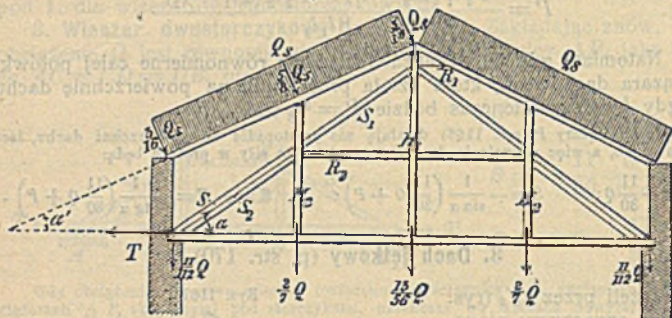
$$S_1 = \frac{1}{112 \sin \alpha} (21 Q_s \cos \alpha' + 13 Q); \quad S_2 = -\frac{1}{56 \sin \alpha} (35 Q_s \cos \alpha' + 16 Q);$$

$$R_2 = -\frac{1}{56 \operatorname{tg} \alpha} (35 Q_s \cos \alpha' + 16 Q);$$

$$S = S_1 + S_2 = -\frac{1}{112 \sin \alpha} (91 Q_s \cos \alpha' + 45 Q);$$

$$T = +\frac{1}{112 \operatorname{tg} \alpha} (91 Q_s \cos \alpha' + 45 Q).$$

Rys. 1168.



III. PARCIE ZIEMI I MURY WSPORCZE.

Uwaga wstępna. Rozróżniamy **parcie ziemi czynne** i **bierno**. Ziemia prze na daną powierzchnię muru wsporcze **czynnie**, gdy jej napór ma dążność do wywrócenia tegoż muru. **Bierne** parcie ziemi występuje natomiast, gdy ziemia **odplera** napór na nią wywierany, np. od rozporu sklepienia pochodzący. Siłę, wynikającą z czynnego parcia ziemi, zwiemy **naporem ziemi**, a wynikającą z jej parcia biernego **odporem ziemi**. Odpór ziemi jest zawsze większy od jej naporu, a tylko w cieczach doskonałych napór i odpór są nawzajem sobie równe.

a. Wielkość naporu ziemi.

Założenia: 1) wytwarzanie się powierzchni osuwowej; 2) uwzględnienie tarcia między powierzchnią muru a ziemią; 3) zaniedbanie wpływu spistości ziemi.

Oznaczać będziemy przez (rys. 1169):

E napór ziemi na mur wsporczy długości 1 m, w t/m,

p obciążenie naziomu, liczone na jego rzut poziomy, w t/m²,

γ_e ciężkość właściwą ziemi, w t/m³,

ϱ kąt zesypu danego rodzaju ziemi,

δ kąt, wytworzony przez napór E' z prostopadłą do tylnej powierzchni AB muru; (δ jest zatem tak zwanym kątem tarcia).

Naporem ziemi (czynnym) zwać będziemy ten jej największy napór, jakiby ziemia wywieriała w chwili rozpoczynającego się swego osuwu, a więc w chwili, gdy ma już dążność przejścia ze stanu równowagi w stan ruchu. Podobnie odporem ziemi zwać będziemy ten największy napór, jaki ziemia znieść jeszcze może, nie wychodząc ze stanu równowagi, a więc bez usuwania się. Dla naporu liczymy zatem kąt tarcia δ ku górze, dla odporu zaś ku dołowi od prostopadłej na tylną powierzchnię muru; zawsze bowiem musimy liczyć tarcie w kierunku odwrotnym względnie do dążności mogącego pojawić się ruchu.

Jeżeli BN (rys. 1169) przedstawia naziom, to podług Rebhann'a *) napór ziemi wykreśla się w sposób następujący: kreślimy AN pod kątem ϱ względem poziomej i BL pod kątem $\varrho + \delta$ względem tylnej płaszczyzny BA muru; zataczamy półkole nad AN jako średnicą; kreślimy $LF \perp AN$ (a po odcięciu $AJ = AF$) i $JC \parallel LB$, oraz $CD \perp AN$. Wreszcie oznaczywszy w m $CJ = y$ i $CD = \eta$, oraz przez h' kresę z A , prostopadłą na BN , a otrzymamy napór ziemi:

$$E = \frac{1}{2} \left(\gamma_e + \frac{2p}{h'} \right) y \eta.$$

Płaszczyznę AC zwiemy **osuwową**; połowi ona kresę naziomu BN między murem AB , a linią zesypu AN , a więc $BC = CN$.

Łuk, zakreślony promieniem JC około punktu J , przecina JA w C' tak, iż $JC = JC' = y$, a trójkąt JCC' swą zawartością przedstawia pole $F = \frac{1}{2} y \eta$, które zwiemy polem naporu, a natenczas:

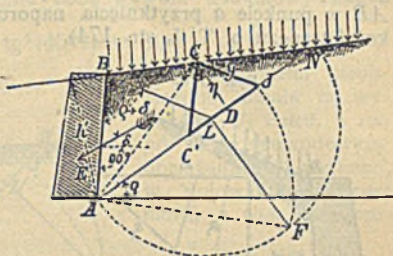
$$E = F \left(\gamma_e + \frac{2p}{h'} \right).$$

Odpór ziemi E' wyznacza się w sposób zupełnie podobny, lecz kąty ϱ i δ będą natenczas odjemne, należy je zatem odkładać w kierunku odwrotnym.

b. Kierunek i punkt przytknięcia naporu ziemi.

1. Zazwyczaj zakładamy, że $\delta = \varrho$, a zatem, że wyzyskujemy całkowity opór tarcia na powierzchni muru, dla przeciwdziałania

*) P. G. v. Rebhann, Theorie des Erddruckes und der Futtermauern; Wien 1871.



Rys. 1169.

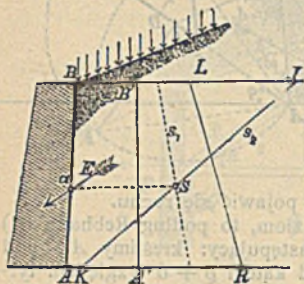
osunięciu się ziemi w dół, wzdłuż tej powierzchni. Założenie to pozostaje jednak w zgodzie z rzeczywistością tylko wtenczas, gdy powierzchnia muru jest szorstka, a ziemia sucha (dobrze odwodniona); w przeciwnym razie bezpieczniej będzie liczyć $\delta = 0$, a więc kierunek naporu, a również i odporu ziemi, prostopadły do tylnej powierzchni muru.

2. Wykreśliwszy trapez (rys. 1170) o wymiarach:

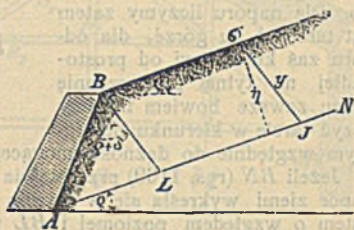
$$B'L = b \frac{p}{\gamma_e h'} \quad \text{i} \quad A'R = b \left(1 + \frac{p}{\gamma_e h'} \right),$$

przyczem b jest kresą dowolną, wyznaczamy środek ciężkości S tego trapezu i kreślimy przez S poziomą, która przecina tył muru AB w punkcie a przytknięcia naporu E (wyznaczenie środka ciężkości trapezu p. T. I, str. 174).

Rys. 1170.



Rys. 1171.



c. Przypadki szczególne.

1. Gdy kąt pochyłości naziomu względem poziomą będzie ϱ (p. rys. 1171), natenczas kreślimy $AN \parallel BC$, a BL pod kątem $(\varrho + \delta)$ względem tylnej płaszczyzny muru. Wreszcie z dowolnego punktu C , obranego w naziomiu, kreślimy $y \parallel BL$, oraz $\eta \perp AN$, a szukany napór będzie:

$$E = \frac{1}{2} \left(\gamma_e + \frac{2p}{\eta} \right) y \eta.$$

2. Jeżeli nieobciążony naziom leży powyżej wierzchu muru (rys. 1172), to przedłużamy AR aż do B , t. j. do prostej stoku KD , kreślimy AN pod kątem ϱ zesypu względem poziomej, RL pod kątem $\varrho + \delta$ względem AR i przez B równoległą do AD , a otrzymamy B' jako punkt przecięcia się z przedłużeniem ND . Następnie kreślimy $B'L' \parallel RL$, zataczamy półkole nad AN jako średnicą, stawiamy prostopadłą $I'F' \perp AN$, odcinamy $AJ = AF'$, kreślimy $JC \parallel LR$, oraz $CG \perp AN$, a oznaczając: $CJ = y$, oraz $CG = \eta$, otrzymamy napór ziemi:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_e y \eta.$$

Jeżeli przez środek ciężkości S czworokąta $ABDC$ (p. T. I, str. 175) wykreślimy $Sa \parallel AC$, to otrzymamy z dostateczną dokładnością punkt a przytknięcia naporu E . Wartość δ zakładamy podobnie, jak powyżej pod b. 1.

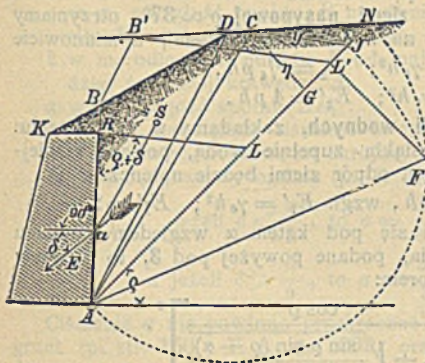
3. Poziomy napór ziemi na pionową płaszczyznę muru, gdy naziom jest poziomy. Zakładając $\delta = 0$, t. j. zaniehbując tarcie ziemi o mur i oznaczając, podł. rys. 1173, wysokość muru przez h , otrzymamy poziomy napór ziemi w t na 1 m b. długości muru:

$$E_1 = \frac{1}{2} \gamma_e h^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \frac{1}{2} \varrho).$$

Á jeżeli naziom jest dodatkowo obciążony równomiernie rozłożonym obciążeniem p t/m², to obciążenie takie wywoła dodatkowy napór ziemi:

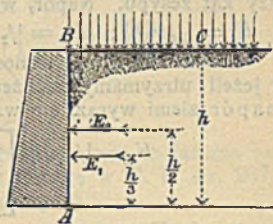
$$E_2 = p h \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \frac{1}{2} \varrho).$$

Rys. 1172.



Napór E_1 ziemi nieobciążonej działa na wysokości $h/3$ muru, a napór E_2 , spowodowany obciążeniem naziomu, w połowie wysokości muru, a więc na wyso-

Rys. 1173.



kości $h/2$ od spodu muru. Napór całkowity będzie wypadkową obydwóch naporów E_1 i E_2 .

We wzorach powyższych znaki odjemne dotyczą naporu ziemi, znaki dodatne zaś jej odporu.

Parcie ziemi, czynne, wzgl. bierne, a więc napór, wzgl. odpór jednostkowy, w t/m², na głębokości x od naziomu wyrazi się wzorami:

$$e_1 = \frac{2 E_1 x}{h^2} = \gamma_e x \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \frac{1}{2} \varrho),$$

$$e_2 = \frac{E_2}{h} = p \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp \frac{1}{2} \varrho).$$

Parcie e_1 powstaje pod wpływem samej ziemi o nieobciążonym naziomie, parcie zaś e_2 pod wpływem obciążenia p naziomu. Znak

= dotyczy parcia czynnego, a znak + biernego. Między wartościami stycznymi powyższych istnieje związek:

$$\operatorname{tg}^2(45^\circ - 1/2 \varrho) = \frac{1}{\operatorname{tg}^2(45^\circ + 1/2 \varrho)}.$$

Napór E_1 (rys. 1173) można przedstawić jako trójkąt o wysokości h , z wierzchołkiem w B i z podstawą (na poziomie spodu muru):

$$\gamma_e h \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp 1/2 \varrho).$$

Podobnie napór E_2 przedstawiamy sobie jako prostokąt o wysokości h i podstawie (na poziomie spodu muru):

$$p \operatorname{tg}^2(45^\circ \mp 1/2 \varrho).$$

Przystawiając ten prostokąt do owego trójkąta, możemy je złączyć w trapez o wysokości h , którego górna podstawa równa się podstawie prostokąta, dolna zaś sumie podstaw prostokąta i trójkąta. Trapez ten będzie polem parcia ziemi.

Zakładając dla zwykłej ziemi nasypowej $\varrho \approx 37^\circ$, otrzymamy liczniebie dogodne wartości na napór i odpór ziemi, a mianowicie napory:

$$E_1 = 1/8 \gamma_e h^2; \quad E_2 = 1/4 p h,$$

odpory zaś: $E_1' = 2 \gamma_e h^2; \quad E_2' = 4 p h.$

Obliczając mury budowli wodnych, zakładamy w przybliżeniu: $\varrho = 20^\circ$, gdyż ziemia, przesiąknięta zupełnie wodą, posiada mniejszy kąt zesypu. Napór, wzgl. odpór ziemi będzie natenczas:

$$E_1 = 1/4 \gamma_e h^2; \quad E_2 = 1/2 p h, \quad \text{wzgl.} \quad E_1' = \gamma_e h^2; \quad E_2' = 2 p h.$$

4. Jeżeli naziom wznosi się pod kątem α względem poziomu i jeżeli utrzymamy założenia, podane powyżej pod 3, to poziomy napór ziemi wyrazi się wzorem:

$$E_1 = 1/2 \gamma_e h^2 \left[\frac{\cos \varrho}{1 + \sqrt{\frac{\sin \varrho \sin(\varrho - \alpha)}{\cos \alpha}}} \right]^2.$$

Napór E_2 otrzymamy, podstawiając we wzór powyższy wartość $p h$ zamiast $1/2 \gamma_e h^2$, a odpory ziemi E_1' i E_2' przez podstawienie $-\varrho$ zamiast $+\varrho$).

d. Wartości średnie na γ_e i ϱ .

Rodzaj ziemi	Ciężkość właściwa γ_e t/m ³	Kąt zesypu ϱ	$\operatorname{tg}^2(45 - \frac{\varrho}{2})$	$\operatorname{tg}^2(45 + \frac{\varrho}{2})$
Gлина sucha	1,5	40° do 46°	0,217 do 0,163	4,599 do 6,126
Gлина mokra	1,9	20° " 25°	0,490 " 0,406	2,040 " 2,464
Gлина tłusta, sucha	1,6	40° " 50°	0,217 " 0,132	4,599 " 7,549
Gлина tłusta, mokra	1,98	20° " 25°	0,490 " 0,406	2,040 " 2,464
Ziemia nasypowa, mokra	1,65	30° " 37°	0,333 " 0,249	3,000 " 4,023
Żwir mokry	1,86	25° " 30°	0,406 " 0,271	2,464 " 3,690
Tłuczeń kamienny, mokry	1,6	35° " 40°	0,271 " 0,217	3,690 " 4,599
(Węgle gazowne)	0,9	45° " 50°	0,172 " 0,132	5,828 " 7,549
(Woda)	1,0	0°	1,000	1,000

Dalsze wartości ϱ podług H. Fischer'a p. T. I, str. 758.

*) Haeseler'a wzory na wielkość naporu i odporu ziemi, gdy $\delta = \varrho$, p. Handb. d. Baukde, str. 711.

e. Stateczność murów wsporczych.

1. Zasady.

Napór E ziemi, działający na tył CB muru (rys. 1174), składamy z wagą G muru $ABCI'$ we wynikową D , działającą na spoinę AB . A jeżeli rozłożymy siłę D na pionowy nacisk N i siłę przesuwającą S , równoległą do AB , to kąt, zawarty między N i D , nie powinien przekroczyć wartości ϱ_0 , t. j. kąta tarcia w spokoju (p. T. I, str. 215), o ile mur nie ma podlegać przesunięciom. Średnią wartość tego kąta można liczyć: $\varrho = 33^\circ$ do 35° , a z niej wynikałby warunek:

$$S \leq 0,7 N.$$

Siły wyrażamy w t/m b. muru i stosować będziemy znakowanie następujące:

γ_m w t/m³, ciężkość właściwa muru,

c w m, odległość punktu R przytknięcia siły D od środka M spoiny AB ,

ξ w m, odległość punktu R od najbardziej ściskanej krawędzi A ,

a w m, długość spoiny AB ,

σ w t/m², największe ciśnienie w spoinie AB , a więc w krawędzi skrajnej A .

Ważne będą wzory ogólne (p. T. I str. 406):

$$\text{jeżeli } c < \frac{a}{b}, \text{ to } \sigma = \frac{N}{a} \left(1 + \frac{6c}{a} \right),$$

$$\text{a jeżeli } c > \frac{a}{b}, \text{ to } \sigma = \frac{2N}{3\xi}.$$

Ciśnienie σ nie powinno przekraczać bezpiecznego obciążenia na grunt (p. str. 150 i T. I, str. 339, oraz uwagę w T. I, str. 267, dotyczącą zasypywania gliną murów wsporczych).

2. Mur wsporczy, o przekroju prostokątnym.

Gdy naziom jest poziomy (rys. 1175), a wysokość muru wsporczego h (w m), natenczas niezbędna jego grubość b będzie:

$$b = \sqrt{\frac{h [h \gamma_e + 3p] \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{1}{2}\varrho) *}{\gamma_m \left[3 - 4l \frac{\gamma_m}{k} \right]}}$$

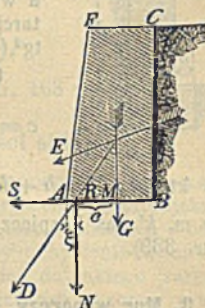
*) Wzór ten, wyprowadzony ze wzorów na E_1 i E_2 , podanych na str. 720, jest tylko ważny, dopóki $e > \frac{b}{6}$, oraz dopóki:

$$\left(\frac{b}{h} \right)^2 < \frac{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) (h \gamma_e + 3p)}{h \gamma_m}.$$

Gdy jednak $e < \frac{b}{6}$, natenczas ważnym będzie wzór:

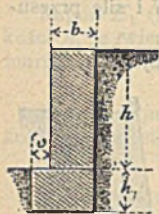
$$b = h \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varrho}{2} \right) \sqrt{\frac{3p + h \gamma_e}{k - h \gamma_m}}.$$

Rys. 1174.



We wzorze powyższym k oznacza ciśnienie bezpieczne na mur w t/m^2 , znakowania zaś: p , q , γ_e i γ_m pozostają takie same jak poprzednio.

Rys. 1175.



Ze względu na stateczność przeciw przesuwom, byłoby:

$$b = \frac{h\gamma_e + 2p}{2\mu_0\gamma_m} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{q}{2} \right),$$

a we wzorze tym $\mu_0 = 0,7$ oznacza współczynnik tarcia muru po murze w spokoju, wartości zaś $\operatorname{tg}^2 (45^\circ - \frac{1}{2}q)$ podano w tablicy na str. 730.

Odsadzka posadowa c w m określa się wzorem:

$$c = \frac{1}{6} \frac{\gamma_e}{\gamma_m} \frac{H^2}{b} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{q}{2} \right) + \frac{2bH\gamma_m}{3k'} - \frac{b}{2},$$

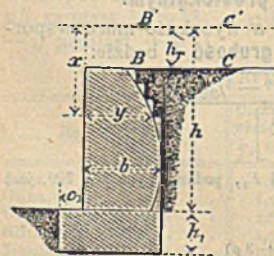
w którym $H = h + h_1 + \frac{p}{\gamma_e}$ w m, a h_1 oznacza głębokość posady w m, k' zaś bezpieczne obciążenie gruntu w t/m^2 (p. str. 150 i T. I, str. 339).

3. Mur wsporczy, pionowy z przodu, a z odsadzkami od tyłu.

Obciążenie p naziomu poziomego BC (rys. 1176) zastępujemy podniesieniem naziomu istotnego BC o h_r do naziomu zastępczego $B'C'$, a więc zastępujemy je warstwą ziemi, o wysokości $h_r = p : \gamma_e$ (w m), t. j. takiej, aby waga tej warstwy równała się obciążeniu p . Niezbędna grubość muru, na głębokości x pod naziemem zastępczym $B'C'$ będzie w m:

$$y = x \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{q}{2} \right) \sqrt{\frac{\gamma_e(3h - 2x)(k + \gamma_m x - \gamma_m h)}{\gamma_m k(h + 2x) - \gamma_m h(3x + h)}}.$$

Rys. 1176.



We wzorze tym h oznacza (w m) wysokość muru, powiększoną o h_r , k (w t/m^2) ciśnienie bezpieczne na mur, a q , γ_e i γ_m te same wartości jak poprzednio.

Ze wzoru powyższego można wyznaczyć teoretyczną linię grzbietową, a podług niej wskreślić istotny zarys grzbietu. Teoretyczna linia grzbietowa zbliża się ponajczęściej swym kształtem do łuku koła *).

Spodnia grubość b muru, nad posadą, zapobiegająca jeszcze jego usuwaniu się, będzie, w m:

*) O środku i promieniu tego łuku koła p. Latowski: Mury wsporcze; w Centralbl. d. Bauverw. 1895, str. 418.

$$b = \frac{\gamma_e h^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{1}{2} \varrho)}{2 \mu_0 (h - h_r) \gamma_m},$$

a wartość μ można liczyć 0,7, podobnie jak powyżej pod 2, i w podobny też sposób określić wielkość c odsadzki posadowej.

IV. SKLEPIENIA *).

O ustroju i rodzajach sklepień por. str. 163 i nast.

a. Wskazówki zasadnicze i grubości sklepień.

Obliczanie sklepień polega zazwyczaj na sprawdzaniu stateczności i wytrzymałości sklepienia, w ogólnych zarysach już zaprojektowanego, w przystosowaniu się do danej rozpiętości, obciążeń i bezpiecznych naprężeń tworzywa (materiału). Aby uchybienia w owym zarysie nie były zbyt wielkie, dobrze będzie, do takiego zarysu wprowadzić grubości, oznaczone podług poniższych wzorów praktycznych, zaczerpniętych z doświadczenia. Po dokonaniem sprawdzenia wypada wprowadzić stosowne poprawki, poczem sprawdzić powtórnie sklepienie, ostatecznie już zaprojektowane.

We wzorach poniższych stosować będziemy znakowanie:

- l rozpiętość sklepienia w prześwicie między wezłownikami, w m,
- l_1 połowa rozpiętości krzywej pośrodkowej łuku, w m,
- h strzałka krzywej podniebiennej, w m,
- h_1 strzałka krzywej pośrodkowej, w m,
- d_0 grubość sklepienia w zworniku, w m,
- d_1 grubość sklepienia u wezłowia, w m,
- d średnia grubość sklepienia, w m, w przybliżeniu $d = \frac{1}{2}(d_0 + d_1)$,
- φ_0 kąt pochyłości linii naporowej u wezłowia, względem poziomu,
- γ waga 1 m³ tworzywa sklepiennego, w kg/m³,
- z_1 wysokość w m, obciążenia zastępczego nad zwornikiem, t. j. wysokość warstwy tworzywa sklepiennego, równającej się co do swej wagi obciążeniu istotnemu, a więc np. sumie wag: nadmurowania, pokrycia, nadsypu, wreszcie bruku lub toru,
- $d_0 + z_1$ w ustrojach mostowych równa się w przybliżeniu całkowitej grubości mostu w przekroju zwornikowym,
- p wysokość w m, zastępczego obciążenia ruchomego, t. j. sprowadzonego do warstwy o ciężkości właściwej γ ,
- h_0 średnie ciśnienie w spoinie zwornikowej (w kg/cm²), jakiego nie mamy przekroczyć, gdy most znosi obciążenie $\frac{1}{2}p$.

*) E. Autenrieth, Die statische Berechnung der Kuppelgewölbe, Berlin 1894, u J. Springer'a.

1. Wzór Tolkmitt'a (rys. 1177) *)

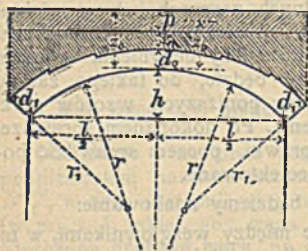
$$d_0 \geq \frac{0,5 p h}{(d_0 + z_1) + 0,5 p + 0,15 h} \dots \dots \dots \text{I}$$

$$d_0 \geq 0,000014 \frac{\gamma l^2}{k_0 h} [(d_0 + z_1) + 0,5 p + 0,2 h] \dots \dots \text{II}$$

Grubość d_0 ma odpowiadać obydwom warunkom powyższemu, a mianowicie: pierwszemu ze względu na to, aby naporowa pozostała w rdzeniu sklepienia, t. j. nie wykraczała nigdzie poza przyśrodkową, trzecią część grubości sklepienia; drugiemu zaś warunkowi ze względu na to, aby ciśnienie na spoinę zwornikową pozostało w określonych granicach. Ciśnienie skrajne w tej spoinie nie przekraczałyby natenczas wielkości $k = 2 k_0$.

Stosowne wartości na k_0 będą: w sklepieniu z klinkiera na zaprawie cementowej $k_0 = 8 \text{ kg/cm}^2$, w sklepieniu z ciosów do 15 kg/cm^2 .

Rys. 1177.



Rys. 1178.



Grubość d_0 obliczamy ze wzorów powyższych sposobem prób i podstawień.

Grubość sklepienia wzrasta od zwornika ku wezłowiowi w miarę zwiększającego się nacisku na spoiny.

Gdy $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$, natenczas wysokość obciążenia zastępującego tium, który powoduje obciążenie 400 kg/m^2 , będzie $p = 0,25 \text{ m}$. Jeżeli w ogóle z danego ob-

ciążenia ruchomego, wyrażonego w kg/m^2 , chcemy obliczyć jego wysokość zastępczą p w m, to dane obciążenie (w kg/m^2) dzielimy przez wagę jednego m^3 tworzywa sklepiennego, wyrażoną w kg, a więc dla sklepień z cegły przez 1600, a dla sklepień z ciosów średnio przez 2400. Jeżeli natomiast obciążenia ruchome są dano w t/m^2 , to dzielimy je przez 1,6, wzgl. 2,4.

2. Wzór Müller'a z Wrocławia **) (rys. 1178).

W sklepieniu, którego linia pośrodkowa zlewa się z naporową, a którego jedną połowę obciążamy całkowicie, otrzymamy ciśnienie skrajne k_1 (w kg/cm^2) na spoinę wezłowiową obciążonej połowy sklepienia, ze wzoru:

$$k_1 = \frac{\gamma l_1^2}{20000 d_1 h_1} \left\{ (d_0 + z_1 + 0,5 p + 0,14 h) \left(\frac{1}{\cos \varphi_0} \mp \frac{4 \frac{h_1}{d_1}}{\left(\frac{h_1}{d_1}\right)^2 + 1} \right) \right. \\ \left. \mp 0,75 p \frac{h_1}{d_1} \right\} \dots \dots \dots \text{III}$$

*) Zeitschr. f. Bauw., 1885, str. 263, rozprawa G. Tolkmitt'a: O projektowaniu i obliczaniu sklepień mostowych. — G. Tolkmitt, Leitfaden für das Entwerfen und die Berechnung der gewölbten Brücken, Berlin 1895 u W. Ernst'a i Syna w Berlinie.

**) Zeitschr. f. Bauwes. 1886, Müller-Breslau: Teorya sprężystości sklepień kolebkastych, o linii pośrodkowej, zlewającej się z naporową.

z którego możemy też sposobem prób i podstawień, podług danego k_1 , ocenić grubości d_0 i d_1 . Do takiej oceny przydatnem będzie uprzednie określenie wartości φ_0 podług wzoru:

$$\operatorname{tg}^2 \varphi_0 = \frac{4 h_1^2}{l_1^2} \cdot \frac{z_0 + 0,5 h_1}{z_0 + 0,14 h_1}, \dots \dots \dots \text{IV}$$

w którym znów: $z_0 = d_0 + z_1 + 0,5 p$, w m (p. rys. 1177).

Właściwie wzór III nadaje się przede wszystkim do obliczania ciśnień k_1 ze założonych grubości d_0 i d_1 , które należy stosownie poprawić, gdy wynik k_1 okaże się za wielkim lub za małym.

W sklepieniach mniej wysmukłych można stosunek $d_0 : d_1$ uważać za przybliżenie równy wartości $\cos \varphi_0$, lecz tylko dopóki $\cos \varphi_0 > 0,5$.

We wzorze III mamy dwa wyrazy ze znakiem (\mp), z których znaki (—) dadzą nam jako wynik ciśnienie w krawędzi grzbietowej, a znaki (+) w podniebiennej. Gdy jeden z tych wyników stanie się ujemnym, będzie to wskazówką, że naporowa wyszła ze rdzenia spiny węzłowiowej, a mianowicie oddalając się od tej krawędzi, dla której wynik stał się ujemnym.

Jeżeli w takim przypadku zaniedbamy wytrzymałość sklepienia na ciągnięcie, i bezwzględną wartość obliczonego ciśnienia oznaczymy przez k_1' , a ciągnięcia przez k_1'' , to, o ile naporowa pozostaje jeszcze w obrębie sklepienia, istotne ciśnienie skrajne będzie:

$$k_1 = \frac{\gamma_1 l_1^2}{10000 d_1 h} (z_0 + 0,14 h) \frac{1}{\cos \varphi_0} \frac{k_1' - k_1''}{k_1' - 2k_1''} \dots \dots \dots \text{V}$$

b. Obliczenia sklepień.

a. Obliczenia sklepień niesprężystych.

1. Uwagi wstępne.

Zwykłe sklepienie bezprzegubowe jest ustrojem trzykrotnie statycznie niewyznaczalnym, gdyż mamy tylko trzy równania równowagi statycznej, a sześć niewiadomych, po trzy przy każdym węzłowi, mianowicie moment osadzenia, t. j. moment w spoinie węzłowiowej, oraz dwa odpory węzłowi: poziomy i pionowy. Te trzy niewiadome dla każdego węzłowi możemy zastąpić innymi trzema wielkościami niewiadomymi, np. jeżeli przedstawimy sobie, że odpory i moment węzłowi złożyliśmy w jeden wypadkowy odpór węzłowy, to dla odporu tego nie znamy jego wielkości, kierunku i położenia, w każdym więc razie mamy znów po trzy niewiadome u każdego węzłowi. Niewyznaczalność statyczną omijamy przez stosowne założenia, np. przez założenie położenia trzech punktów (zazwyczaj po jednym w spoinie zwornikowej i w obu węzłownych), przez które ma przechodzić linia naporowa, a więc i wynikowa ciśnień na owe spoiny. Liniją naporową, albo krócej **naporową**, zwiemy liniją, zazwyczaj krzywą, która przechodzi przez środki ciśnienia wszystkich kolejnych spoin, i która jest styczną do

Wagę każdego takiego paska uważamy za ciężar (g_1, g_2, g_3, g_4, g_5 , rys. 1179), skupiony w środku ciężkości danego paska. Ciężary te zestawiamy we wielobok sił i z dowolnego bieguna O_1 kreślimy promienie 1, 2, 3, 4, 5, 6 i równoległe do nich boki we wieloboku sznurowym, którego boki skrajne przecinają się na wynikowej Σg . Znając w ten sposób położenie tej wynikowej i zakładając z góry punkty naporowej w spoinie zwornikowej i wezłownej, jako leżące w środkach tych spoin i wiedząc z góry, że, wobec symetryczności obciążenia na całym sklepieniu, rozpór H musi być poziomy, wkreślamy go poziomo przez środek a spoiny zwornikowej, a otrzymamy punkt e jako przecięcie się rozporu H ze siłą Σg . Łącząc punkt e ze środkiem b spoiny wezłownej, otrzymamy kierunek i położenie naporu na wezłowie, a więc i przynależnego odporu K . Z końcy niezamkniętego wieloboku sił (g_1, g_2, g_3, g_4, g_5) kreślimy równoległe do H , wzgl. K , których przecięcie się wyznaczy nam właściwy biegun O_2 . Z bieguna tego wyprowadzamy promienie do punktów, rozgraniczających poszczególne siły wieloboku, a równoległe do tych promieni, poczynając od H , przez punkt a , wkreślamy wielobok sznurowy między siły g_1, g_2, g_3, g_4, g_5 , ostatni zaś bok tego wieloboku musi zlać się z wiadomymi już kierunkiem i położeniem K . Poszczególne boki tego wieloboku wyznaczają nam kierunek i położenie naporów na przynależne spoiny, wielkości zaś tych naporów są równe promieniom z bieguna O_2 . Owe napory przecinają przynależne im spoiny w punktach naporowych: a, s_1, s_2, s_3, s_4, b , a krzywa łącząca te punkta jest linią naporową, która w punktach naporowych musi być styczną do naporów, w tych punktach działających.

Gdy naporowa przechodzi przez środki spoin, a więc gdy się zlewa z linią pośrodkową sklepienia, natenczas ciśnienia rozkładają się równomiernie na spoiny, a takie sklepienie o zarysie ponaporowym byłoby najwłaściwsze. Jeżeli naodwrot naporowa oddala się nadmiernie od środków spoin, a zwłaszcza gdy wyjdzie poza rdzeń przekroju, będzie to oznaką, że zarys sklepienia nie przystosował się należycie do danego układu ciężarów, a natenczas wypada ów zarys stosownie poprawić.

3. Naporową sklepienia obciążonego całkowicie, a symetrycznie

wykreślamy w sposób, podany powyżej pod 2., jednakże zamiast obciążenia ruchomego $1/2 p$ bierzemy całkowite obciążenie ruchome p .

4. Naporowa sklepienia obciążonego jednostronnie.

Gdy obciążenie ruchome, względnie do stałego, jest małe, natenczas sposób obciążenia, przedstawiony w rys. 1180, t. j. całkowite obciążenie jednej połowy sklepienia, z pozostawieniem drugiej połowy zupełnie bez obciążenia ruchomego p , będzie zazwyczaj obciążeniem najniekorzystniejszym. Naporowa przestaje naówczas być krzy-

wą symetryczną; punkty naporowe odsuwają się od środka spoin na pewne odległości e , które określić możemy ze wzorów:

W spoinie zwornikowej: $e = \frac{5 d_0^2}{16 h_1}$ (podług Winkler'a).

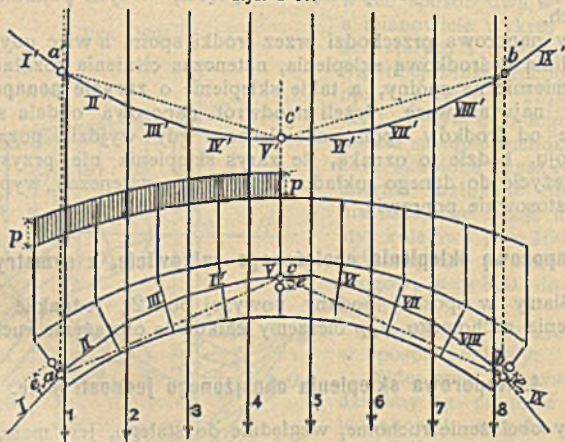
W spoinie wezłownej:

$e_1, \text{ wzgl. } e_2 = \cos \varphi_0 \left[2e \pm \frac{1}{8} \frac{p h_1}{z_1 + 0,14 h_1} \right]$ (podł. Müllera z Wrocławia).

We wzorze powyższym znak $+$ dotyczy odsuwu e_1 w spoinie po stronie bardziej obciążonej, znak $-$ dotyczy odsuwu e_2 po stronie bez obciążenia ruchomego. Jeżeli wynik na e_2 będzie ujemny, znaczy to, że punkt naporowy odsuwa się od środka ku grzbietowi sklepienia.

W celu wykreślenia naporowej, dzielimy (rys. 1180) obciążenie na paski pionowe, sklepienie samo zaś po promiennie, a ciężary tych pasków uważamy za siły pionowe, 1, 2, 3, 4... 8, przełożone przez środki ciężkości owych pasków. Siły te zestawiamy w rys. 1181 we wielobok sił, w którym z dowolnego bieguna O' prowadzimy promienie I', II', III',... IX' do punktów, rozgraniczających siły. Równoległe do tych promieni wkreślamy w rys. 1180, między siły 1, 2, 3,... 8, boki wieloboku sznurowego I', II' III'... IX'. Ze znanych punktów naporowych a, c, b (wyznaczonych podług e_1, e i e_2 , które obliczyliśmy ze wzorów powyżej podanych) wyprowadzamy piony, które przetną ów wielobok sznurowy w punktach a', c' i b' .

Rys. 1180.



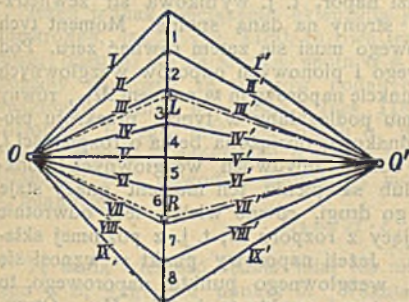
Znając kierunki $a'c'$, oraz $c'b'$, wyprowadzamy równoległe do nich z bieguna O' w rys. 1181 promienie $O'L$ i $O'R$. Ze znanych obecnie punktów R i L prowadzimy równoległe do znanych kierunków

ca i cb (rysunku 1180), a więc $LO \parallel ca$ i $RO \parallel cb$. Przecięcie się tych dwóch linii jest szukanym biegunem O , z którego prowadzimy promienie I, II, III... IX, a równoległe do nich, rozpoczynając od punktu a (rys. 1180), wkreślamy, między siły 1, 2, 3... 8, wielobok sznurowy I, II, III... IX, którego boki wyznaczają nam położenie i kierunek naporów i przecinają przynależne im spoiny w szukanych punktach naporowych. Wielkość naporu przedstawiają nam promienie I, II, III... IX, wychodzące z bieguna O , w rys. 1181.

5. Oznaczenie naprężeń skrajnych w spoinie ze znanego naolisku (naporu).

W rys. 1182 przedstawiamy spoinę III z rysunku 1180, na którą działa ukośnie napór D (w t), oznaczony w rys. przez III, a zna-

Rys. 1181.



Rys. 1182.



ny nam z wielkości promienia III rysunku 1181. Grubość sklepienia d dzielimy na trzy równe części punktami rdzennymi o i u . Prostopadłą z punktu o na napór D nazwiemy η_0 , a taką pionową z punktu u oznaczymy przez η_u . Jeżeli wszystkie te długości wyrazimy w m, to otrzymamy naprężenia skrajne w spoinie w t/m^2 ze wzorów:

$$k_0 = \frac{6 D \eta_u}{d^2}, \text{ oraz } k_u = \frac{6 D \eta_0}{d^2}.$$

Obydwa naprężenia skrajne k_0 i k_u będą ciśnieniami, dopóki η_0 i η_u pozostaną dodatnie, t. j. skierowane z o , wzgl. u w stronę środka spoiny, a więc gdy napór D leży między punktami o i u , czyli wśród rdzenia przekroju. Jeżeli napór D wysunie się ze rdzenia, np. poniżej punktu u , to η_u stanie się ujemnym, a więc i k_0 wypadnie ujemne, czyli byłoby ono ciągnieniem. W tym przypadku wzory powyższe zatrzymują swą ważność jedynie pod warunkiem, że tworzywo sklepienia może znieść bezpiecznie i ciągnienie k_0 , jakie wypadło z obliczenia. W sklepieniach murowanych zaniedbuje-my zazwyczaj jednakże wytrzymałość muru na ciągnienie, a naten-

czas napór D , leżący poza rdzeniem przekroju, spowoduje ciśnienie skrajne k , określone wzorem:

$$k = \frac{2 D \cos \alpha}{3 \xi},$$

w którym ξ oznacza odległość punktu naporowego w spoinie od jej krawędzi, znoszącej owo naprężenie skrajne, α zaś kąt, jaki tworzy kierunek D z prostopadłą do spoiny. Kąt ten α powinien być mniejszy od kąta tarcia się muru po murze w spokoju, a więc $\operatorname{tg} \alpha \leq \mu_0$ (p. T. 1 str. 215 i nast.), wartość zaś μ_0 nie przekracza zazwyczaj 0,7. Gdyby kąt α był większy nastąpiłoby ślizganie w spoinie.

6. Analityczne obliczenie naporowej.

Punkt naporowy w spoinie określiliśmy powyżej pod 1. jako punkt, przez który przechodzi napór, t. j. wynikowa sił zewnętrznych, działających z jednej strony na daną spoinę. Moment tych sił względem punktu naporowego musi się zatem równać zeru. Pod wpływem obciążenia pionowego i pionowych odporów wezglównych powstawałby w dowolnym punkcie naporowym m moment M_m , równy momentowi gnącemu, jakiemu podlegałaby w tymże przekroju pionowym (pód punktem m) jednakowo obciążona belka o rozpiętości l , jeżeli l oznacza poziomy odstęp obydwóch wezglównych punktów naporowych. W łuku lub sklepieniu ten moment gnący staje się zerem, gdyż unicestwia go drugi, równo wielki, lecz odwrotnie skierowany moment, wynikający z rozporu H , t. j. z poziomej składowej odporu wezglównego. Jeżeli naporowy punkt m wznosi się o y_m ponad poziom lewego, wezglównego punktu naporowego, to moment rozporu H , względem tegoż punktu m , będzie: $H y_m$. Otrzymamy zatem równanie:

$$M_m = H y_m, \text{ czyli:}$$

$$y_m = \frac{M_m}{H},$$

określające nam wielkość rzędnych linii naporowej.

Podobnie jak w sposobie wykreślnym musimy założyć, że dla sklepienia (lub łuku), jako ustroju trzykrotnie statycznie niewyznaczalnego, mamy z góry dane trzy warunki dodatkowe, np. położenie trzech punktów naporowej, t. j. zwornikowego i obydwóch wezglównych.

Dla obciążenia symetrycznego trzy te punkty obieramy w środkach spoin, a natenczas w zwykłym sklepieniu obydwie wezglowne punkty naporowe leżeć będą w tym samym poziomie, a wartości momentów M_m będą dokładnie takie same, jak wartości momentów gnących w belce o rozpiętości l , a końcami swobodnie na podporach wspartej. Wielkość rozporu H w tym przypadku otrzymamy z warunku, że znany moment M' w środku belki ma być równy momentowi rozporu H względem zwornikowego punktu naporowe-

go, który niechaj leży o f ponad poziomem węzłowych punktów naporowych, a otrzymamy związek:

$$M' = H \cdot f, \text{ czyli:}$$

$$H = \frac{M'}{f}.$$

Wprowadzając tę wartość we wzór ogólny $y_m = M_m : H$, otrzymamy:

$$y_m = f \cdot \frac{M_m}{M'},$$

w którym f jest strzałką środkowej linii sklepienia, M_m momentem, gnącym belkę swobodnie wspartą, o rozpiętości l tejże linii pośrodkowej, a obciążoną tak samo jak sklepienie; M' wreszcie jest takimże momentem w środku belki.

Jeżeli jednak obciążenie sklepienia jest niesymetryczne, np. jednostronne, jak w rys. 1180, to owe trzy zasadnicze punkty naporowe, odsuną się ze środka spoin o e_1 , e , wzgl. e_2 , a odsuwy te możemy oznaczyć ze wzorów podanych powyżej pod 4. Prawy węzłowy punkt naporowy b (rys. 1180) niechaj leży o ξ ponad poziomem lewego takiegoż punktu a , wspornikowy zaś punkt naporowy c niechaj znów leży o f ponad tymże poziomem. Rozpór H , działający w b , powoduje dodatkowy moment M_h względem punktu a , mianowicie:

$$M_h = H \cdot \xi.$$

Tę samą wielkość będzie miał też moment rozporu H , działającego w a , względem punktu b . Wskutek tego momentu $H\xi$ węzłowe odpory pionowe nie będą takie same jak w swobodnie podpartej belce zastępczej, lecz jak w takiejże belce o dodatkowym momencie osadzenia $M_h = H\xi$. Z uwzględnieniem tej różnicy możemy i w tym przypadku stosować wzór powyżej wyprowadzony:

$$y_m = f \cdot \frac{M_m}{M'},$$

w którym rzędne y_m i strzałkę f liczymy od poziomu niższego (lewego), węzłowego punktu naporowego (a), a momenty M_m i M' podług belki zastępczej, podlegającej nie tylko takiemu samemu obciążeniu jak sklepienie, lecz i momentowi osadzenia $H\xi$.

Sposób w końcu opisany stosuje się z całą ścisłością i do sklepień wspiętych, t. j. takich, których same węzłowia już nie leżą w jednym poziomie. Wielkość ξ będzie natenczas posiadała wartość stosunkowo większą, lecz odsuwy e , e_1 i e_2 trzech zasadniczych punktów naporowych nie można oznaczać bezpośrednio ze wzorów podanych pod 4., a wypada je ocenić, po przeprowadzeniu obliczenia zaś stosownie poprawić.

β. Obłożenie sklepień z uwzględnieniem ich sprężystości *).

Uwagi ogólne.

Rozpoczynamy od zamierzonego zarysu sklepienia; sprowadzamy obciążenia g i $1/2 p$ do obciążenia tworzywem muru, a to podług wskazówek podanych pod 2. na str. 736; wkreślamy naporową przez środki spoin wezglównych i zwornikowych, poczem poprawiamy zarys sklepienia tak, aby jego linia pośrodkowa złała się z naporową. Jeżeli te niezbędne poprawki są względnie małe, to zadawaliśmy się tym pierwszym wynikiem, w przeciwnym zaś razie powtarzamy wykreślenie naporowej dla sklepienia o poprawionym zarysie, który poprawiamy powtórnie podług nowej naporowej. Jako wynik otrzymamy zarys sklepienia, którego linia pośrodkowa zlewa się prawie dokładnie z naporową, przełożoną przez środki spoin wezglównych i zwornikowej. Dopiero dla tego sklepienia wyznaczamy istotną naporową w założeniu, że sklepienie jest stałe osadzone we wezglówniach, w którym to przypadku ważne będą poniższe trzy wzory zasadnicze dla dowolnego przekroju w sprężystych prętach zakrzywionych:

$$\int \frac{M ds}{EJ} = 0 \quad \dots \dots \dots \text{I.}$$

$$\int \frac{My ds}{EJ} - \int \frac{N dx}{EF} = 0 \quad \dots \dots \dots \text{II.}$$

$$\int \frac{Mx ds}{EJ} + \int \frac{N dy}{EJ} = 0 \quad \dots \dots \dots \text{III.}$$

We wzorach tych oznacza:

x i y spólrzędne zakrzywionej osi pręta w układzie prostokątnym,

s długość zakrzywionej osi pręta,

F pole badanego przekroju pręta,

J moment bezwładności tegoż przekroju,

N siłę działającą prostopadle na dany przekrój,

M moment gnący w danym przekroju,

E spólczynnik sprężystości tworzywa pręta.

Podług tych wzorów obliczamy sklepienie dla dwóch sposobów obciążenia, a mianowicie:

α) sklepienie obciążone wagą własną g , oraz połową obciążenia ruchomego p , rozłożonego równomiernie na rzut poziomy sklepienia; a więc ogółem obciążenie będzie $g + 1/2 p$;

β) sklepienie obciążone tylko na jednej połowce pełnem obciążeniem ruchomem p .

Obliczenia poniżej podane stosują się tylko do łuków bezprzebiegowych, trzykrotnie statycznie nie wyznaczalnych, z którego to

*) Zeitschr. f. Bauwes. 1896, H. Müller-Breslau, Teorya sprężystości sklepień korbekowatych o linii pośrodkowej, zlewającej się z naporową.

Podług rys. 1183 będzie:

$$M = H_n(h_n - y) - G\xi, \text{ oraz}$$

$$0 = H(h - y) - G\xi, \text{ różnica tych równań będzie:}$$

$$M = H_n h_n - Hh + (H - H_n)y, \text{ czyli}$$

$$M = H_n h_n - Hh + \Delta H y \quad \dots \dots \dots \text{IV.}$$

Wzór I przekształcamy na:

$$\int \frac{M ds}{EJ} = 0; \quad \int M ds \frac{J_c}{J} = \int M dw = 0,$$

poczem w równanie to podstawiamy wartość z IV:

$$\int M dw = \Delta H \int y dw + (H_n h_n - Hh) \int dw = 0.$$

A że oś odciętych x obraliśmy tak, aby $\int y dw = 0$, więc:

$$H_n h_n = Hh \quad \dots \dots \dots \text{V.}$$

Wartość tę wprowadzamy we wzór IV, a otrzymamy:

$$M = \Delta H y \quad \dots \dots \dots \text{VI.}$$

Podług rys. 1184 będzie:

$$N_n = H_n \cos \varphi + G \sin \varphi, \text{ podobnie też:}$$

$$N = H \cos \varphi + G \sin \varphi.$$

Odejmując pierwszy z tych wzorów od drugiego, otrzymamy:

$$N - N_n = \Delta H \cos \varphi.$$

W równanie to podstawiamy wartość $N = H \sec \varphi$, a otrzymamy:

$$N_n = H \sec \varphi - \Delta H \cos \varphi. \quad \dots \dots \dots \text{VII.}$$

Ogólny wzór II ważny jest dla naporu N z uwzględnieniem odkształceń, a więc dla naporu, który obecnie oznaczyliśmy przez N_n . Podstawiając tę wartość, przekształcamy wzór II:

$$\int \frac{M y ds}{EJ} - \int \frac{N_n dx}{EF} = 0 = \int M y ds \frac{J_c}{J} - \frac{J_c}{F_c} \int N_n ds \cos \varphi \frac{F_c}{F},$$

czyli:
$$\int M y dw - \frac{J_c}{F_c} \cdot \int N_n \cos \varphi dw' = 0.$$

W równanie to wprowadzamy wartości na M i N_n ze wzoru VI i VII, a otrzymamy:

$$\frac{F_c}{J_c} \Delta H \int y^2 dw - H \int dw' + \Delta H \int \cos^3 \varphi dw' = 0 \quad \dots \dots \dots \text{VIII.}$$

Jeżeli przekrój sklepienia jest prostokątny, o zmiennej grubości δ , a przez δ_c oznaczymy pewną określoną wartość z pośród tych grubości, to:

$$dw = ds \left(\frac{\delta_c}{\delta} \right)^3, \text{ oraz } dw' = ds \frac{\delta_c}{\delta} \quad \dots \dots \dots \text{IX.}$$

Natenczas możemy równanie VIII wyrazić krótko:

$$\Delta H = \mu H \quad \dots \dots \dots \text{X,}$$

my siły poziome (równoległe do szukanej osi x), odpowiadające wielkościom $w_1, w_2 \dots$, które w rys. 1186 składamy we wielobok sił i z dowolnego bieguna, o odległości w_p kreślimy promienie I, II, III, IV, V, VI. Równoległe do tych promieni wkreślamy między siły $w_1, w_2 \dots$ w rys. 1185 wielobok sznurowy, którego boki skrajne I i VI przecinają się w punkcie O, leżącym na szukanej osi x .

2. Obliczenie różnicy rozporów ΔH .

$$\Delta H = H - H_n = \mu H.$$

Wartość rozporu H obliczamy w sposób podany na str. 741, podług wzoru:

$$H = \frac{M'}{f},$$

a wartość μ podług poprzednio podanego wzoru XI obliczymy najdogodniej wykreślnie, zatrzymując w rys. 1185 podział poprzednio (pod 1) omówiony. Zgodnie z wzorami IX będzie:

$$w_1 = s_1 \left(\frac{\delta_c}{\delta_1} \right)^3; \quad w_2 = s_2 \left(\frac{\delta_c}{\delta_2} \right)^3; \dots$$

$$w_1' = s_1 \left(\frac{\delta_c}{\delta_1} \right); \quad w_2' = s_2 \left(\frac{\delta_c}{\delta_2} \right); \dots$$

a φ we wzorze XI jest kątem zawartym między N i H .

Określamy wykreślnie wartości całek, wchodzących w skład wzoru XI na wielkość μ , a mianowicie:

$$a) \int dw' = \Sigma w' = \delta_c \left(\frac{s_1}{\delta_1} + \frac{s_2}{\delta_2} + \frac{s_3}{\delta_3} + \frac{s_4}{\delta_4} + \frac{s_5}{\delta_5} \right),$$

jest to proste mnożenie stałej wartości δ_c przez znane stosunki $\frac{s_1}{\delta_1}, \frac{s_2}{\delta_2} \dots$ i sumowanie wyników, które łatwo uskutecznić znanymi sposobami mnożenia i sumowania wykreślnego. W przypadku szczególnym, gdy grubość sklepienia wzrasta podług funkcji prostoliniowej, i gdy δ_c będzie średnią wartością tych grubości, natenczas $\Sigma w'$ będzie równa długości linii pośrodkowej sklepienia.

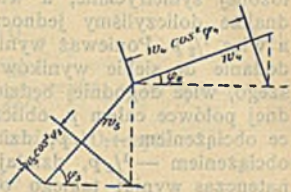
b) $\int y^2 dw = \Sigma y^2 w$ jest momentem bezwładności mas w_1, w_2, w_3, w_4, w_5 względem osi x , jeżeli wielkości $w_1, w_2 \dots$ uważać będziemy za masy. Taki moment bezwładności wykreślamy znanym sposobem, uważając w rys. 1185 kresy, odcięte na osi x przez boki wieloboku sznurowego I, II, III, IV, V, VI, jako siły, tworzące nowy wielobok sił, w którym z dowolnej odległości biegunowej a kreślimy promienie 0, 1, 2, 3, 4, 5, a równoległe do nich wkreślamy między siły $w_1, w_2 \dots$ drugi wielobok sznurowy 0 1 2 3 4 5, którego boki skrajne 0 i 5 są równoległe i leżą w odstepie wzajemnym c . Szukana wartość będzie:

$$\int y^2 dw = \Sigma y^2 w = w_p a c.$$

c) $\int dw' \cos^2 \varphi = \sum w' \cos^2 \varphi$. Poszczególne wyrazy tej sumy oznaczamy w sposób podany w rys. 1187, a mianowicie: Kresy $w_1' = s_1 \frac{\delta_c}{\delta_1}$, $w_2' = s_2 \frac{\delta_c}{\delta_2} \dots$, znane z wy-

Rys. 1187.

kreślenia pod a), zestawiamy ze sobą we wielobok, kreśląc każdą z tych kres z jej przynależną, znaną pochyłością φ względem poziomu, np. w_4' pod kątem φ_4 , w_5' pod kątem φ_5 . Z wierzchołków tego wieloboku kreślimy pionowe i poziome linie pomocnicze tak, że każda z owych kres będzie przeciwprostokątną przynależnego trójkąta. Z wierzchołków każdego takiego trójkąta kreślimy prostopadłe na przynależne przeciwprostokątne, na których otrzymamy w ten sposób kresy szukane, np. $w_4' \cos^2 \varphi_4$, $w_5' \cos^2 \varphi_5$, a suma tych wyników przedstawia wartość całki szukanej.



Trzy wyniki wykreśleń z pod a), b) i c) wprowadzamy we wzór XI, a otrzymamy wartość μ , z niej zaś wartość:

$$\Delta H = \mu H.$$

Ze znanej wartości ΔH i znanych odległości h_0 , wzgl. h_u (rys. 1185) środków spoiny zwornikowej, wzgl. wezłownej, od osi x , określamy momenty gnące dla środków tychże spoin, a mianowicie:

$$\text{dla spoiny zwornikowej: } M_x = h_0 \Delta H,$$

$$\text{dla spoiny wezłownej: } M_w = h_u \Delta H.$$

$$\text{dla dowolnej zaś spoiny będzie: } M_x = y \Delta H.$$

Jeżeli w wykreśleniach powyższych pośrodkową linię sklepienia podzielimy nie na dowolne, lecz na równe cząstki $s_1 = s_2 = s_3 \dots = s'$, to uprościmy sobie znacznie wykreślenie, albowiem natenczas ułamek (podług wzoru XI), określający wartość μ , będzie w liczniku i mianowniku miał wyrazy, posiadające mnożnik s' , przez który możemy natenczas podzielić licznik i mianownik, upraszczając w ten sposób cały ułamek.

Gdy sklepienie jest mało wysmukłe, a więc gdy wszystkie kąty φ są bardzo małe, natenczas wyniki wykreślenia stają się mniej dokładne, dla tego też w takich przypadkach zaleca się wszystkie wysokości powiększyć w pewnym stałym stosunku, mnożąc je przez dowolną liczbę stałą n .

3. Wpływ zmienności przekroju sklepienia, a raczej jego grubości δ , na wyniki ostateczne jest na ogół niezbyt znaczny. Uprościmy sobie nadzwyczaj wszelkie wykreślenia, zakładając, zamiast owej zmiennej grubości δ , stałą grubość δ_c , wartości średniej między grubościami w zworniku i u wezłowie. W takim razie otrzymamy znacznie prostsze wartości na poszczególne w , wzgl. w' , a mianowicie:

$$w_1 = w_1' = s_1; \quad w_2 = w_2' = s_2; \dots$$

A jeżeli nadto linię pośrodkową sklepienia podzielimy na równe cząstki $s_1 = s_2 \dots = s'$, to otrzymamy jeszcze dalsze uproszczenia, a mianowicie: $w_1 = w_2 = \dots = w_1' = w_2' = \dots = s_1 = s_2 = \dots = s'$.

3. Sklepienie obciążone na jednej tylko połowie obciążeniem ruchomem p , rozłożonem równomiernie w planie.

Nie uwzględniamy wpływu wagi własnej g sklepienia, jako rozłożonej symetrycznie, a więc uwzględnionej już pod 2., gdzie jednakże doliczyliśmy jednocześnie i połowę obciążenia ruchomego, a więc $\frac{1}{2}p$. Ponieważ wynik ostateczny zamierzamy otrzymać przez dodanie do siebie wyników z pod 2. i wyników obliczenia poniższego, więc dogodniej będzie, zamiast sklepienia, obciążonego na jednej połowie całym p , obliczyć sklepienie, obciążone w lewej połowie obciążeniem $+\frac{1}{2}p$, działającym w dół, w prawej połowie zaś obciążeniem $-\frac{1}{2}p$, działającym w górę (p. rys. 1188). Składając natenczas wyniki takiego obliczenia z wynikami z pod 2. otrzymamy wyniki dla obciążeń:

$$\text{lewej połówki: } (g + \frac{1}{2}p) + \frac{1}{2}p = g + p,$$

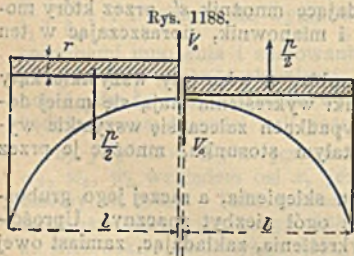
$$\text{a prawej połówki: } (g + \frac{1}{2}p) - \frac{1}{2}p = g,$$

czyli ogółem pożądane obciążenie jednostronne.

1. Oznaczenie pionowej siły tnącej V_0 w zworniku.

Rozpór H będzie zerem, ponieważ obciążenie jest rozłożone symetrycznie, lecz odwrotnie skierowane. Częstka obciążenia $p/2 dx$ na lewej połowie, działając sama na sklepienie, powodowałaby wprawdzie pewien rozpór dH , lecz symetryczna do niej częstka obciążenia po prawej stronie, jako jej równa, lecz odwrotnie skierowana, spowoduje rozpór $-dH$. Rozpór, spowodowany przez obydwie te częstki obciążenia, będzie zatem $dH - dH = 0$. A że każde takie dwie symetryczne częstki obciążenia dają rozpór 0, więc i rozpór pod całym obciążeniem będzie równy 0.

To samo rozumowanie, zastosowane do momentu gnącego w spoinie zwornikowej, doprowadzi nas do wniosku, że i ten moment musi być zerem.



Rys. 1188.

Jeżeli wobec tych warunków pomyślimy sobie dane sklepienie, o rozpiętości $2l$, jako rozcięte spoiną zwornikową na dwie połówki (p. rys. 1188), to dla zachowania równowagi w każdej z połówek starczy dodanie siły pionowej V_0 , która działa w spoinie rozciętej, a mianowicie będąc skierowana u lewej połówki w górę, u prawej w dół.

Zbadamy jedną z połówek np. lewą, biorąc początek odciętych w spoinie zwornikowej. Moment gnący w dowolnym przekroju, odległym o x od zwornika, będzie:

$$M'_x = V_0 x - \frac{1}{2} p \frac{x^2}{2}. \quad \text{XII.}$$

Wartość tę wprowadzamy we wzór III na odkształcenia sprężyste, zanedbując w nim jednak odkształcenia, spowodowane przez siły prostopadłe do przekroju, a więc zanedbując napór N , co można uznać za tem bardziej dozwolone, ponieważ rozpór jest zerem, a otrzymamy:

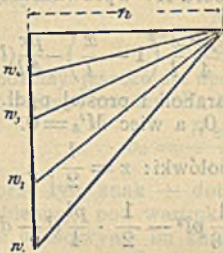
$$\int M'_x x \frac{ds}{EJ} = 0 \dots \dots \dots \text{XIII.}$$

Dla dogodności podstawimy jeszcze $\frac{ds}{EJ} = dw$, a otrzymamy:

$$\int M'_x x dw = V_0 \int x^2 dw - \frac{p}{4} \int x^3 dw = 0, \text{ czyli}$$

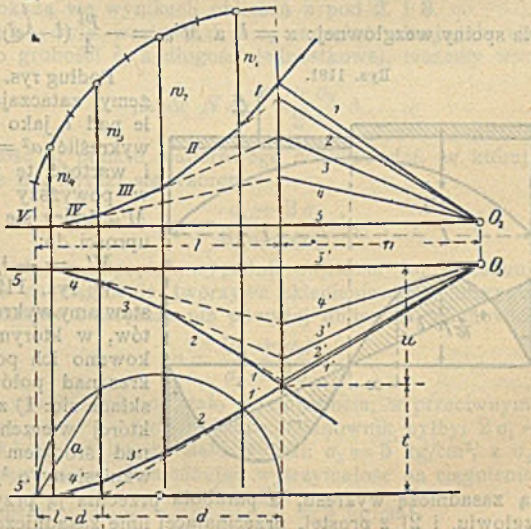
$$V_0 = \frac{p}{4} \cdot \frac{\int x^3 dw}{\int x^2 dw} \dots \dots \dots \text{XIV.}$$

Rys. 1189



Całki: $\int x^3 dw$, oraz $\int x^2 dw$ najdogodniej oznaczyć wykreślnie w sposób podobny jak powyżej na str. 746, a więc zastępując te całki sumami: $\sum x^3 w$, oraz $\sum x^2 w$. Sposób wykreślenia tego podajemy w rys. 1189 i 1190, a wyniki tego wykreślenia:

Rys. 1190.



$$\int x^3 dw = \sum x^3 w = tn^3,$$

$$\int x^2 dw = \sum x^2 w = un^2,$$

wprowadzamy we wzór XIV, otrzymując:

$$V_0 = \frac{p}{4} \cdot \frac{nt}{u}.$$

A że podług rys. 1190 mamy $d:n = t:u$, więc $\frac{nt}{u} = d$, co podstawiamy we wzór powyższy, dochodząc w ten sposób do wyniku ostatecznego:

$$V_0 = \frac{p}{4} d. \dots \dots \dots \text{XV.}$$

2. Oznaczenie momentu gnącego M_x .

Otrzymaną powyżej wartość z wzoru XV wprowadzamy we wzór XII, a otrzymamy:

$$M'_x = \frac{p}{4} xd - \frac{p}{4} x^2 = \frac{p}{4} x(d-x) = \frac{pl^2 x}{4l} \left(1 - \frac{x}{l}\right) - \frac{px}{4l}(l-d)l, \text{XVI}$$

a więc wzór na różnicę rzędnych parabol i prostej podł. rys. 1191.

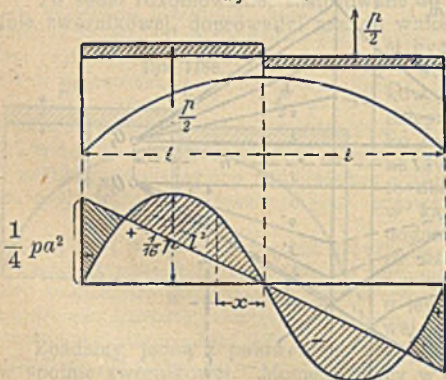
1) Dla spoiny zwornikowej: $x = 0$, a więc $M'_x = 0$.

2) Dla spoiny w połowie lewej połówki: $x = \frac{l}{2}$, a

$$M'_s = \frac{1}{8} pld - \frac{1}{16} pl^2 = \frac{1}{16} pl^2 - \frac{1}{2} \cdot \frac{pl}{4} (l-d).$$

3) Dla spoiny wezglówniej: $x = l$, a $M'_w = -\frac{pl}{4} (l-d)$.

Rys. 1191.



Podług rys. 1190 możemy, zataczając półkole nad l jako średnicą, wykreślić $a^2 = l(l-d)$ i wartość tę podstawić w powyższy wzór na M'_w , który się natenczas uprości do:

$$M'_w = -\frac{1}{4} pa^2.$$

W rys. 1191 przedstawiamy wykres momentów, w którym zakreskowano ich pola. Wykres nad połówką lewą składa się: 1) z parabol, której wierzchołek leży nad środkiem połówki, wzniesiony o $\frac{1}{16} pl^2$ po-

nad linią zasadniczą wykresu, a parabola przecina ją przy zworniku i wezglówniu, i 2) z prostej, przecinającej linię zasadniczą w punk-

cie zwornikowym, a odcinającej na pionie wezłownym kresę $\frac{1}{4}pa^2$. Dla połówki prawej otrzymamy taką samą parabolę i linię prostą, lecz odwrotnie skierowane. Momenty odmierzymy od owej pochyłej linii prostej, po pionach, do paraboli, a dodatnimi będą momenty odmierzone od tej pochyłej w górę, ujemnymi zaś odmierzone w dół, co też zaznaczono w wykresie przez +, wzgl. —.

4. Określenie naprężeń i ich przebiegu.

Nasamprzód łączymy wyniki otrzymane powyżej pod 2. i 3., dla badanej spoiny, dodając je do siebie, a otrzymamy moment M_x dla najniebezpieczniejszego, t. j. jednostronnego obciążenia:

$$M_x = \Delta Hy + M'_x \quad \dots \quad \text{XVII,}$$

nadto znamy napór N_n , działający na spoinę, jako obliczony pod 1.

1. **Naprężenia skrajne** w badanej spoinie określamy wzorem ogólnie ważnym:

$$\sigma_x = \frac{N_n}{\delta} \pm \frac{6 M_x}{\delta^2},$$

w którym możemy jeszcze dla uproszczenia podstawić $N_n = H \sec \varphi$, zaniedbując różnicę między N_n i N , a natenczas otrzymamy:

$$\sigma_x = \frac{H \sec \varphi}{\delta} \pm \frac{6 M_x}{\delta^2} \quad \dots \quad \text{XVIII.}$$

We wzorze tym znak + dotyczy krawędzi grzbietowej, znak — zaś podniebiennej, pod warunkiem, że momenty M_x wprowadzimy do wzoru z właściwymi im znakami dodatnimi, wzgl. ujemnymi, jak się okażą we wynikach obliczeń z pod 2. i 3.

Znając obydwie wartości σ_1 i σ_2 naprężeń skrajnych w spoinie badanej, o grubości δ , a długości jednostkowej, możemy wyrazić:

$$\text{napór } N = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \delta.$$

Odległość η_1 punktu naporowego od krawędzi, w której panuje naprężenie σ_1 , wyrazi się wzorem:

$$\eta_1 = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_2}{3(\sigma_1 + \sigma_2)} \delta \quad \dots \quad \text{XIX.}$$

Jeżeli jedno z naprężeń wypadnie ujemne, to, zaniedbując wytrzymałość na ciągnięcie tworzywa sklepieniowego, otrzymamy naprężenie skrajne σ większe niż powyżej obliczone, mianowicie:

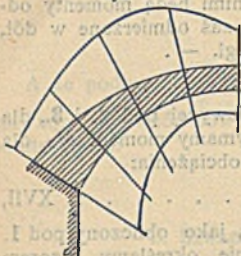
$$\sigma = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)^2}{\sigma_1 + 2\sigma_2} \quad \dots \quad \text{XX,}$$

a to w przypadku, gdy σ_2 stało się ujemnym; w przeciwnym zaś razie, a więc gdyby σ_1 było ujemne, mianownik byłby $2\sigma_1 + \sigma_2$.

Przykład. Obliczenie dało wyniki: $\sigma_1 = 5 \text{ kg/cm}^2$, a $\sigma_2 = -2 \text{ kg/cm}^2$ (ciągnięcia). Zaniedbując wytrzymałość na ciągnięcie, otrzymamy ciśnienie skrajne: $\sigma = \frac{(5 - 2)^2}{5 - 4} = 9 \text{ kg/cm}^2$.

Oznaczywszy naprężenia skrajne σ_1 i σ_2 dla każdej spoiny, możemy zestawić je bardzo przejrzyste we wykres podług rys. 1192, w którym przekrój właściwego sklepienia zakreskowano. Przedłużamy linie spoin w obydwie strony i odcinamy na nich obliczone naprężenia skrajne, mianowicie od podniebienia ku środkowi odcinamy naprężenia, pojawiające się w krawędziach podniebiennych, a linia łącząca końce tych kres odciętych będzie wykresową naprężeń podniebiennych. W sposób podobny odcinamy od grzbietu na zewnątrz naprężenia w krawędziach grzbietowych, a linia, łącząca końce tych kres odciętych, będzie wykresową naprężeń grzbietowych.

Rys. 1192.



2. Naporową możemy wyznaczyć w sposób dwojaki:

a) Podług wzoru XIX: ze znanych naprężeń skrajnych obliczamy w każdej spoinie odstęp η_1 punktu naporowego od krawędzi, w której panuje naprężenie σ_1 . Otrzymany tak szereg punktów naporowych określa nam przebieg linii naporowej. Albo też oznaczamy w sposób tu podany punkty naporowe tylko w spoinach wezłownych i zwornikowej, a znając nadto rozpór H i siłę V , wykreślamy naporową, przechodzącą przez zwornikowy punkt naporowy: przejście jej przez znane również naporowe punkty wezłowne będzie sprawdzianem prawidłowości wykreślenia.

b) Dla sklepienia symetrycznie obciążonego mamy wzór ogólny: $M_x = \Delta Hy$ (p. str. 744 wzór VI). Jeżeli się przytem punkt naporowy odsunął od środka spoiny o e , to pod wpływem naporu N_n powstaje musi moment tej samej wielkości; a że $N_n = H_n \sec \varphi$, więc otrzymamy równanie:

$$M_x = \Delta Hy = N_n e = H_n e \sec \varphi.$$

A że nadto $\Delta H = H - H_n$, czyli $H_n = H - \Delta H$, więc otrzymamy:

$$\Delta Hy = (H - \Delta H) e \sec \varphi, \text{ czyli}$$

$$e = \frac{\Delta Hy}{H - \Delta H} \cos \varphi.$$

Podstawiając jeszcze wartość $\Delta H = \mu H$, podług wzoru X, otrzymamy wartość na e w dowolnej spoinie:

$$e = \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot y \cos \varphi. \quad \dots \dots \dots \text{ XXI.}$$

Oznaczając h_0 i h_u , np. podł. rys. 1185, otrzymamy:

$$\text{w spoinie zwornikowej } e_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot h_0,$$

$$\text{a w spoinie wezłownej } e_1 = - \frac{\mu}{1 - \mu} \cdot h_u \cos \varphi_1.$$

Dopóki y jest dodatne, t. j. dopóki środek spoiny leży ponad osią odciętych x , punkt naporowy odsuwa się od środka spoiny ku grzbietowi, gdyż e podł. wzoru XXI będzie dodatne. Gdy jednak y staje się ujemne, czyli gdy środek spoiny leży pod osią odciętych, wzór XXI daje wartość ujemną na e , to znaczy, że punkt naporowy przesuwa się ku podniebieniu.

We wzorach powyższych μ ma wartość określoną wzorem XI, a sposób oznaczenia tej wartości podano na str. 746 i 747. Dla sklepień niewysmukłych, o parabolicznej linii pośrodkowej ze strzałką f , a o grubości średniej δ_c , można liczyć w przybliżeniu:

$$\mu = \frac{1}{15 \left(\frac{f}{\delta_c} \right)^2 + 1}, \quad \text{a} \quad \frac{\mu}{1 - \mu} = \frac{15}{16} \left(\frac{\delta_c}{f} \right)^2,$$

przyczem jednakże oś odciętych musi leżeć na $2/3$ wysokości strzałki, czyli będzie:

$$h_0 = 1/3 f, \quad \text{a} \quad h_u = 2/3 f.$$

Winkler podaje dla sklepień niewysmukłych wzory ogólne na odsunięcie się punktu naporowego od środka spoiny, a mianowicie:

$$\text{w spoinie zwornikowej: } e_0 = \frac{5}{16} \frac{\delta_c^2}{f},$$

$$\text{a w spoinach wezglównych: } e_1 = -2 e_0 \cos \varphi_1.$$

c. Mury wezglówne sklepienia.

Oznaczmy (podł. rys. 1193), w kg na metr długości sklepienia, przez:

K napór sklepienia na wezglowie,

G wagę muru wezglównego,

R wynikową sił K i G ,

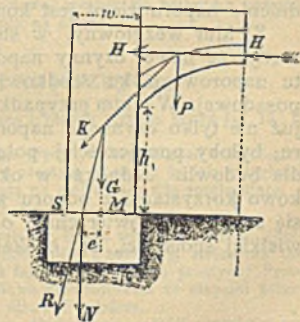
a rozłożywszy wynikową R na dwie składowe: N prostopadłą do spoiny nadposadowej, oraz S równoległą do tejże spoiny, otrzymamy warunek, zapobiegający przesuwnięciu się muru wezglównego po swej posadzie, a mianowicie:

$$S \geq 0,7 N.$$

We wzorze tym liczba 0,7 jest współczynnikiem tarcia w spoinie nadposadowej.

Ciśnienie skrajne k w tejże spoinie obliczamy ze znanego nacisku N , ze szerokości w spoiny, oraz ze znanego odsuwa e punktu naporowego od środka spoiny, podług wzorów (por. T. I str. 406):

Rys. 1193.



$$\text{a) gdy } e < \frac{w}{6}, \dots k = \frac{N}{w} \left(1 + \frac{6e}{w} \right) \text{ kg/m}^2,$$

$$\text{b) gdy } e > \frac{w}{6}, \dots k = \frac{2N}{3(0,5w - e)} \text{ kg/m}^2.$$

W sposób zupełnie podobny oznaczamy i ciśnienia posady na grunt, składając uprzednio wynikową R z wagą tejże posady. O ciśnieniach bezpiecznych na różne rodzaje gruntu p. str. 150.

Do obliczenia ciśnień skrajnych tak w spoinie nadposadowej, jak i w podposadowej, wypada obciążenie na sklepieniu rozłożyć w taki sposób, aby owe ciśnienia stały się największosciami, a nastąpi to zazwyczaj wówczas, gdy ćwiartkę sklepienia, przyległą do badanego muru wezłownego, jakoteż i sam ten mur, pozostawimy bez obciążenia ruchomego, obciążając natomiast pozostałe trzy ćwiartki sklepienia pełnem obciążeniem ruchomem.

Gdy mur wezłowny jest zasypany ziemią, należałoby rozróżnić trzy przypadki:

1) Napór ziemi spółdziała korzystnie na stateczność muru wezłownego, przesuując punkty naporowe w spoinach nad i podposadowej ku środkowi spoin, a nawet poza ich środek, lecz nie tak daleko, iżby ciśnienia skrajne stały się większe od ciśnień, jakie się pojawiają w przypadku, gdyby parcie ziemi nie spółdziałało. W takich okolicznościach najbezpieczniej będzie, nie uwzględniać wcale parcia ziemi, aby zapewnić stateczność i wytrzymałość muru wezłownego nawet wtenczas, gdy w jakimbądź celu usuniemy ziemię z poza tego muru.

2) Napór ziemi jest tak wielki, że powoduje zwiększenia ciśnień skrajnych, względnie do obliczonych bez uwzględnienia owego naporu, a stanie się to zazwyczaj wówczas, gdy pod wpływem naporu ziemi punkt naporowy w spoinach nad- i podposadowej przesunie się daleko poza środek spoiny. W takim przypadku uwzględnienie naporu ziemi jest konieczne.

3) Mur wezłowny, w stosunku do naporu sklepienia, jest tak wąty, że nawet czynny napór ziemi nie przesunie dostatecznie punktu naporowego ku środkowi w spoinie nadposadowej, wzgl. podposadowej. W takim przypadku poleganie na korzystnem spółdziałaniu, już nie tylko czynnego naporu ziemi, lecz nawet biernego jej odporu, byłoby ponajczęściej połączone z wielkiem niebezpieczeństwem dla budowli. Jednakże w okolicznościach właściwych można wyjątkowo korzystać i z odporu ziemi, np. gdy mur wezłowny opiera się swą tylną powierzchnią o niewzruszony jeszcze grunt dziewiczy, wielkiej spoistości, np. o skałę. (O parciu ziemi p. str. 726 i nast.).

V. USTROJE ŻELAZNO-BETONOWE *).

Przepisy, dotyczące ustrojów żelazno-betonowych w budynkach, wydane przez prusk. ministra rob. publ. w d. 16 maja 1904 r.

Streszczenie **).

A. Waga własna.

1. Wagę jednego m³ betonu, wraz z wkładkami żelaznemi, należy liczyć po 2400 kg, licząc zaś inną wagę, należy wykazać, że jest ona zgodna z rzeczywistością.

2. Do wagi części dźwigających stropu trzeba dodać wagę podłogi, posadzki i t. p. podług znanych ich wag jednostkowych.

B. Oznaczenie sił zewnętrznych.

1. W ustrojach, podlegających gięciu, trzeba obliczać momenty gnące i odpory podpór w sposób odpowiadający danemu ustrojowi, a więc uważając go bądź to za belkę jednoprzęsłową, swobodnie podpartą, bądź też za belkę wieloprzęsłową.

2. Za rozpiętość liczy się: w płytach jednoprzęsłowych, swobodnie podpartych, prześwit między podporami, zwiększony o grubość płyty, a w płytach wieloprzęsłowych istotne odstępki między środkami podpór.

3. O ile momentów gnących belkę wieloprzęsłową nie oznaczmy przez ściśle obliczenie, albo doświadczalnie, wypada liczyć moment w pośrodku poszczególnego jej przęsła jako równy $\frac{1}{2}$ tego momentu, jakiby powstał w tymże przęsle, gdyby się płyta wspierała końcami swobodnie.

4. Ta sama zasada stosuje się i do belek przekroju zwykłego, i do płyt uźbrojonych lub dźwionych, wreszcie i do ścieżczanów, z tem jednak zastrzeżeniem, że możemy wprowadzać do obliczenia moment osadzenia końców tylko wtenczas, gdy go istotnie i zaufnie wytworzymy przez zastosowanie właściwych środków dodatkowych. Za rozpiętość ***) liczymy natenczas prześwit, powiększony o długość jednej podpory.

5. Jako przekrój nośny płyt uźbrojonych lub dźwionych można do żebra, względnie środkiem, doliczać pasek płyty, lecz szerokości nie większej niż $\frac{1}{3}$ długości ****)

6. Słupy należy obliczać i na naciski mimoosiowe, mogące się pojawić z powodu niesymetrycznego obciążenia przeseł, spoczywających na słupie.

C. Oznaczenie sił wewnętrznych.

1. Stosunek współczynników sprężystości żelaza i betonu wypada liczyć jak 15 : 1, o ile się nie wykaże stosunku odmiennego.

2. Naprężenia w przekroju ciała, podlegającego gięciu, należy obliczać w założeniu, że wydłużenia poszczególnych włókien pozostają w prostym stosunku do ich odległości od osi obojętnej, oraz że wkładki żelazne przejmują na siebie całą siłę rozciągającą.

*) O obliczeniach ustrojów żelazno-betonowych por. liczne rozprawy prof. M. Thulliego w Przeglądzie Techn., np. rocznik 1896, 1898, 1899 i następne, zwłaszcza też wyczerpującą rozprawę: „Przyczyny złamania belek żelazno-betonowych prostych“ Przegląd Techn., 1906, str. 97 i dalsze. Wreszcie: „Nowe doświadczenia ze słupami żelazno-betonowymi we Lwowie“, Przegl. Techn., 1907 str. 247 i dalsze.

**) Podł. Zeitschr. f. Bauw. 1904, str. 253 i n.; tłumaczenie całości przepisów podał Przegląd Techn. 1906, str. 300 i nast.

***) Oryginał przepisów nie określa, czy należy rozumieć rozpiętość jednego przęsła, czy też całkowitą rozpiętość wszystkich przeseł.

****) Oryginał przepisów jest tu nie jasny.

3. Jeżeli kształt danej części ustroju sam przez się nie uwydatnia bezpieczeństwa na siły tnące, to trzeba siły te obliczyć szczegółowo, a przenieść je na stosowne wkładki żelazne, o ile sam ustrój pierwotny nie zawiera już w sobie części, któreby mogły zaufnie przejąć owe siły.

4. Wkładkom żelaznym wypadaloby wedlo możności nadawać taki kształt, któryby sam przez się uniemożliwiał ich przesunięcie się w betonie; w przeciwnym zaś razie należy wykazać obliczeniem, że ich przyczepność jest dostateczna.

5. Gdy długość słupa (lub podpory) przekracza 18-krotną wartość mniejszego z jego wymiarów poprzecznych, trzeba już sprawdzać jego wytrzymałość na wybozczenie. Odstępny między wiązłami poprzecznymi, mającemi zapewnić niezmiennosc wzajemnego położenia prętów wkładki, muszą być nie większe od 30-krotnej średnicy owych prętów.

6. Wytrzymałość na wybozczenie należy obliczać podług wzorów Euler'a.

D. Naprężenia dozwolone.

1. W częściach wystawionych na gięcie, beton niema podlegać ciśnieniom wyższym niż $\frac{1}{3}$ swej wytrzymałości na zgniecenie, a ciągnienie lub ciśnienie we wkładkach żelaznych niema przekraczać 1200 kg/cm².

Granic powyższych nie mają przekraczać naprężenia, obliczone na zasadzie obciążen poniższych:

a) W ustrojach, podlegających nieznacznyim tylko wstrząśnieniom, jako to w stropach domów mieszkalnych, pod biurami i sklepami, liczy się istotna waga własna i rzeczywiste obciążenie użytkowe.

b) W ustrojach, podlegających znaczniejszym wstrząśnieniom, jako to w stropach pod salami zebrań, pod tańcowniami, pod składami i w fabrykach, liczy się istotna waga własna, a obciążenie użytkowe z powiększeniem dosięgającym 50%.

c) W ustrojach, podlegających silnym uderzeniom, jako to w stropach pod bramami, przejazdami i dziedzińcami, liczy się istotna waga własna, a obciążenie ruchome, z powiększeniem dosięgającym 100%.

2. Ciśnienie na beton w słupach i podporach niema przekraczać $\frac{1}{10}$ wytrzymałości na zgniecenie, a obliczenie wkładek żelaznych w częściach, mogących podlegać wybozczeniu, powinno wykazać przynajmniej 5-krotne ich bezpieczeństwo.

3. Naprężenie tnące w betonie niema przekraczać 4,5 kg/cm², a w przypadku gdy dowiedzionem będzie, że mający się stosować beton posiada względnie wyższą wytrzymałość na cięcie, należy zapewnić przynajmniej 5-krotne bezpieczeństwo.

4. Naprężenie rozczopne, przeciwdziałające przyczepności betonu do żelaza, niema przekraczać granic cięcia dozwolonego w betonie.

VI. MOSTY ŻELAZNE *).

O obliczaniu i obciążeniach mostów p. str. 637 i nast.

A. Część ogólna.

1. Most składa się z dwóch zasadniczo różnych części, a mianowicie: z filarów, wzgl. przyczółków, wraz z posadami, i z dźwigarów wraz z pomostem, które w mostach sklepionych przekształcają się na sklepienie z nasypem.

*) Literatura: M. Thullie, Podręcznik teoryi mostów, Lwów 1889, oraz roczniki lwowskiego „Czasopisma technicznego“ i warszawskiego „Przeglądu technicznego“.

Tworzywo może być w całym moście jednakowe, np. drzewo lub żelazo na filary i dźwigary, mur na filary i sklepienia i t. p., albo też rozmaite, a natenczas filary i przyczółki bywają najczęściej murowane, dźwigary zaś żelazne lub drewniane. Wyjątkowo tylko będą naodwrot filary żelazne, a na nich sklepienia z muru, jak to wykonano, np. na dworcu frankfurckim, w 18-tu mostach pod tory kolejowe nad tunelami dla podróżnych, tłómków i przesyłek pocztowych.

2. **Wybór miejsca** pod mosty na rzekach zależy przeważnie od jakości gruntu i właściwości przyborów wody. Należałoby wedle możności wyszukać miejsce o możliwie dobrym gruncie budowlanym, a zarazem takie, w którym zacieśnienie rzeki przez filary mostowe najmniej będzie szkodliwe. Wypada zatem unikać miejsc, w których się mogą tworzyć zatory lodowe, a z dwóch miejsc o brzegach niskich, względnie wyniosłych, należy dać pierwszeństwo miejscowości z brzegami wyniosłymi.

3. **Pochyłość podłużna** pomostu mostowego nie powinna przekraczać stosunków poniższych:

w mostach:	kolejowych	drogowych	dla pieszych
na równinach	1:200	1:40	} 1:12
w podgórzu	1:100	1:30	
w górach	1:40	1:20	

Pochyłość jezdni na mostach zależy także i od rodzaju jej powierzchni, zwłaszcza od stopnia jej ślizgkości, a poniżej zestawiamy kilka stosunków skrajnych, których nie należy przekraczać:

bruk asfaltowy.	1:70,
bruk z kostek drewnianych (w Berlinie).	1:40,
„ „ „ (w Paryżu).	1:20,
jezdnia z tłucznią (szabru)	1:20.

Na mostach drogowych, ze względu na łatwiejsze odwodnienie i na lepszy wygląd, zaleca się zastąpienie pomostu zupełnie poziomego pomostem, wznoszącym się łagodnie od obydwóch końców ku środkowi, np. ze wzniesieniem 1:200.

Jezdni wypada nadać spadki **poprzeczne**, mianowicie:

dla bruku kamiennego	1:40 do 1:30,
„ jezdni z tłucznią (szabru).	1:24 „ 1:15,
a chodnikiem	1:100 „ 1:50.

4. **Wysokość ustrojową** pomostu mierzymy od wierzchu szyn, względnie od powierzchni jezdni w pośrodku, do spodu najniżej sięgającego dźwigara (głównego, poprzeczny, wzgl. podłużny) z doliczeniem nakówków nitowych i ugięcia się mostu pod obciążeniem. Wysokość ta w sklepionych mostach drogowych o rozpiętości do 22 m, będzie przynajmniej 0,85 m, a w takichże mostach kolejowych 1 m. Natomiast w żelaznych mostach kolejowych wystarczą mniejsze wysokości ustrojowe, mianowicie: 0,65 m, gdy podkłady poprzeczne spoczywają wprost na podłużnicach, a 0,75 m, gdy

spoczywają na podtorzu żwirowem, którego grubość pod pokładem w takich razach można zmniejszyć do 10 cm, przyczem grubość całego podtorza aż do wierzchu żelaznych podkładów podłużnych mogłaby nie przekraczać 18 cm. Pod jezdnią mostów drogowych wypada liczyć przynajmniej grubości poniższe:

pokład asfaltowy	4 cm,
pokład z kostek granitowych, pod wozy ciężkie	16 cm,
pokład z brukowców drobnych, wprost na betonie, pod wozy lekkie	8 cm,
pokład z kostek drewnianych	12 cm,
warstwa betonu pod nie	8 cm,
jezdnia z tłucznią (szabru)	15 cm.

5. Prześwietna **wysokość przejazdu** pod mostami niema być mniejsza niż:

4,85 m od wierzchu szyn kolei średniotorowych, a mianowicie
4,8 m na obrysie i 5 cm luzu dodatkowego;

4,5 do 7 m nad ulicami i drogami, po których chodzą tramwaje;

3,8 m nad drogami wiejskimi.

Żegluga natomiast wymaga poniższych wysokości prześwietnych, mierzonych od powierzchni wody:

na statki o pojemności 400 t: 3,2 m ponad najwyższe przybory,
a 3,5 m ponad zwykły wysoki poziom wody;

na statki o pojemności 600 t: 4,4 do 4,5 m;

na statki morskie: 4,2 m.

Pozatem poduszki dźwigarów, wzgl. wezgłowia sklepień, powinny się wznosić przynajmniej 0,5 m ponad przybory najwyższe, by ich nie narażać na uderzenia kry.

6. **Ilość prześel i ich przeloty** zależą od rodzaju drogi, przechodzącej pod mostem. W mostach nadulicznych prześwit między przyczółkami powinienby się równać szerokości ulicy, a podział na przęsła przystosować do podziału ulicy na jezdnie, chodniki, aleje i t. p. W odstępnie 0,5 m od kraju chodnika można już, w razie konieczności, stawiać na nim słupy. Mosty nad drogami wiejskimi powinnyby otrzymać przelot równający się pełnej szerokości drogi. Przęsła nad torami kolejowymi otrzymują przeloty przystosowane do szerokości obrysu torowego, z pozostawieniem jeszcze pewnego luzu na zapas. Nad kanałami most może wprawdzie zwęzać szerokość kanału, lecz przelot mostu powinien być dostateczny na wymijanie się dwóch statków, z pozostawieniem 0,5 do 1 m luzu, oraz na przeprowadzenie pod mostem drogi, wzgl. ścieżki holowniczej.

Podział prześel i ich przeloty na rzekach pozostają w zależności nie tylko od względów na żeglugę, lecz przede wszystkim od ilości wody, jaką rzeka odprowadza w czasie przyborów, od kry i od ogólnych właściwości danej rzeki. Dla żeglugi na większych rzekach, zwłaszcza gdy nurt jej się zakrzywia, pożądanem jest chociażby jedno przęsło o rozpiętości przynajmniej 50 m i tak ukształtowane, aby ze zbliżającego się statku mieć widok niezacieśniony

na dalszy nurt rzeki poza mostem. Filar pośrodkowy na rzekach 50 do 70 m szerokich stanowi poważną przeszkodę dla swobodnego spływania kry. Przeloty przęsł i całkowity przekrój przepływu pod mostem obieramy zazwyczaj nie mniejsze od zastosowanych w najbliższym moście leżącym poniżej; a gdy nowy most leży w bliskości już istniejącego, natenczas wypadłoby i pod względem podziału na przęsła przystosować się wedle możliwości do mostu już istniejącego.

Zwężenie przekroju rzecznoego przez filary mostowe powoduje pewien podpór wody, niezbędny na przyspieszenie prędkości wody, pod mostem przepływającej. Jeżeli przez v oznaczymy prędkość wody powyżej mostu, a przez v_1 prędkość wody pod mostem, to podpór h będzie:

$$h = \frac{v_1^2 - v^2}{2g}$$

Prędkość v_1 nie powinna przekraczać granicy, przy której woda mogłaby wymywać dno rzeki, unosząc ze sobą ziarenka piasku lub żwiru, których wielkość i waga warunkują ową granicę. Jeżeli przez t oznaczymy średnią głębokość w niezacieśnionym przekroju rzeki, a przez $H = \frac{v^2}{2g}$ wysokość prędkości w tymże przekroju, to suma przelotów mostowych b określa się wzorem:

$$b = \frac{\text{największa objętość wody przepływającej}}{\mu \sqrt{2g} \left\{ \frac{2}{3} [V(h+H)^3 - VH^3] + t \sqrt{h+H} \right\}} \quad *)$$

Spółczynnik μ we wzorze powyższym otrzymuje wartości:

a) Dla małych przelotów, podług Navier'a:

$\mu = 0,95$, gdy naczółki mają w planie przekrój półkolisty lub ostrołukowy;

$\mu = 0,90$, gdy naczółek jest rozwartokątny;

$\mu = 0,80$, gdy przednia powierzchnia naczółka jest zupełnie płaska;

$\mu = 0,70$, gdy nadto wezłowia sklepienne leżą już pod wodą.

b) Dla przelotu 100 m podaje Sonne wartość $\mu = 0,97$, gdy $v = 0,8$ m/sek., a $t = 3$ m.

Najmniejszy koszt budowy mostu otrzymamy w przybliżeniu, gdy całkowitą jego długość podzielimy na takie przęsła, dla którychby się koszt poszczególnego filara z posadą równał kosztowi przynależnego przęsła dźwigarów z pomostem, wzgl. sklepienia z nadsypem, lecz bez pokładu pomostowego, którego koszt pozostaje niezależnym od zmian rozpiętości poszczególnych przęsł.

7. Wymiary kilku większych mostów:

Nazwa mostu	Przełot w m	Strzałka mostów łukowych
Betonowy most trójprzegubowy pod Munderkingen	50	1 : 10
Most sklepiony z ciosów pod Waszyngtonem.	69,46	1 : 3,75

*) Podług Handb. d. Ingen. Wissensch. III, 1, str. 549.

Nazwa mostu	Przełot w m	Strzałka mostów łukowych
Drewniany most łukowy pod Wettingen . . .	120	
Żelazny most łukowy, drogowy pod Bonn. . .	187,9	
Dwutorowy most żelazny, łukowy pod Müngsten.	170	1 : 2,5
Żelazny most łukowy, dwuprzegubowy nad Niagarą	256,03	1 : 5,6
Most Williamsburg w Nowym Jorku	487,6	
Wspornikowy most Mirabeau w Paryżu.	99,34	1 : 16,05
Trójprzegubowy, żelazny most łukowy Aleksandra w Paryżu	107,50	1 : 17,12
Wspornikowy most nad zatoką Firth of Forth .	521,20	

B. Podpory mostowe (filary i przyczółki).

(O murach p. str. 157 i nast., o kamieniach str. 78 i nast., o zaprawach i betonie str. 87 i nast.).

1. Posadowienie. Oprócz sposobów, podanych na str. 149 i nast., a których wybór ułatwia zestawienie, podane na str. 151, stosują w nowszych czasach jeszcze między innymi beton ubijany, a mianowicie bądź to ubijany w warstwie posadowej, bądź też ubity uprzednio w postaci pali żelazno-betonowych, które zabijamy w sposób podobny jak pale drewniane. Pale betonowe, jako nie podlegające gniciu lub butwieniu, mają nad drewnianymi tę wyższość, że możemy je zabijać i w grunta suche lub wilgotne, podczas gdy pale drewniane muszą całkowicie i stale leżeć pod najniższym poziomem wód gruntowych.

Jeżeli z betonu ubijamy bezpośrednio warstwę posady, to należy uprzednio osuszyć grunt na czas tej roboty, aby wydobywająca się woda gruntowa nie wypłukiwała zaprawy z betonu jeszcze nie skrzepniętego. Gdy chodzi o posadowienie przyczółków, można nieraz osuszenia tego dokonać, osączając grunt z wody, którą zbieramy natenczas w głębokich studniach, a usuwamy ją z nich pompami *). Gdy grunt nie posiada dostatecznej nośności, można ją powiększyć przez uprzednie stłaczanie gruntu, np. przez wybijanie głębokich jam pionowych, za pomocą ciężkiej, od spodu stożkowej baby, spuszczonej na kafarze z wielkiej wysokości. Jamy te, dość gęsto rozmieszczone pod posadą, wypełniamy następnie betonem, który również ubijamy kafarem. W ten sposób wytwarzamy niejako szeregi grubych pali betonowych, a na nich i na leżącej między nimi warstwie stłoczonego gruntu możemy oprzeć właściwą posadę, wytworzoną, np. z warstwy betonu ubijanego.

2. Filary i przyczółki murujemy z cegły, z kamienia łomowego, z ciosów, wreszcie stosujemy ciosy tylko na oblicowanie, zwłaszcza

*) Zeitschr. d. Bauv. 1898, str. 78. Brettschneider: Wykonanie budowli kanalizacyjnych w Charlottenburgu.

naczółków, murując resztę z materiału tańszego. Zaprawę stosujemy wyłącznie prawie tylko hydrauliczną, przeważnie z cementu portlandzkiego. Budujemy też filary i przyczółki z betonu ubijanego, nieraz licowanego klinkierem lub ciosami, albo też z żelazo-betonu. Ciosy podpoduszkowe bywają ponajczęściej z granitu, w każdym razie powinny one być z kamienia trwałego i wytrzymałego, gdyż naciski poduszek na te ciosy: 45 do 70 kg/cm², uważają się zazwyczaj jeszcze za dostatecznie bezpieczne.

Filary mostowe, a wyjątkowo chyba tylko i przyczółki, bywają często żelazne, a mianowicie:

α) Szereg pali żelaznych lub żeliwnych wśrubowanych lub zabijanych w grunt, tworzy bezpośrednio jarzmo filaru mostowego.

β) Na posadzce murowanej stawiamy szereg słupów żelaznych lub żeliwnych, łączymy je ze sobą nawzajem wykrzyżowaniem i wierzchnim oczepem, tworząc w ten sposób filar mostowy. Słupy takie mogą być dołem osadzone w posadzce, przeważnie jednak spoczywają one przegibnie na swych poduszkach. Ustrój ten znajduje szerokie zastosowanie w mostach nad drogami i ulicami.

γ) Filary z kratowia przestrzennego stosujemy przeważnie do mostów większej rozpiętości i znacznej wysokości filarów. Posady podfilarowe wyprowadzamy natenczas z muru aż ponad najwyższy poziom wód wezbranych, a na tych posadach ustawiamy dopiero filary żelazne. Filary te możemy osadzić w posadzce, a w takim razie zwężają się one zazwyczaj ku górze. Częściej jednak podpieramy owe filary przegubowo na poduszkach przyposadowych, wspierając również przegubowo i dźwigary mostowe na filarach, a filary takie miewają zazwyczaj największą grubość w środku swej wysokości, zwężając się od tego punktu ku obydwu końcom.

Podług Winkler'a najkorzystniejszy stosunek rozpiętości mostowej l do wysokości h filara z kratowia przestrzennego będzie:

$l:h = 0,8$ dla filarów przegubowych, a

$l:h = 1$ dla filarów dołem osadzonych (bezprzegubowych).

C. Tworzywa i ich obróbka.

1. Tworzywa.

a) Mury (p. str. 157 i nast., oraz 78 i nast., wreszcie 87 i nast.).

b) Drzewo (p. str. 105 i nast.).

c) **Żelazo** (p. str. 17 i nast.). W mostownictwie stosują obecnie prawie wyłącznie tylko walcowane żelazo zlewne uszczernione sposobem Thomas'a, albo zasadowym sposobem Siemens'a Martin'a. Żelazo mostowe powinno czynić zadość wymaganiom przepisów, podanych na str. 51 i nast. (w Niemczech), wzgl. na str. 57 i nast. (w Rosyi).

Przy projektowaniu przekrojów poszczególnych prętów dźwigarowych i t. p. należy dobierać wedle możliwości kształtowniki tak, aby, zapewniając bezpieczną wytrzymałość, otrzymać możliwie małą wagę poszczególnego pręta. Ponieważ jednak pewne przekroje kształtowników, niezwykła ich długość, a podobnie i niezwykłe wy-

miary blach, podlegają nadwyżkom cen, w kuźnicach wyrabiających ów towar, więc, chcąc budować możliwie oszczędnie, należałoby w ustrojach i zeskładach mostowych wedle możliwości unikać wyrobów, obciążanych taką nadwyżką ceny. Niekiedy jednak kształtownik lub blacha, podlegające takiej nadwyżce ceny, mogą okazać się w istocie tańszemi, a to np. przez zaoszczędzenie spoin i szwów nitowych iłączonych z nimi kosztów nitowania, przez zniższe nie ogólnej wagi żelaza zużytego i t. p. Niezależnie od tej, niekiedy możliwej oszczędności, wypada wyroby obłożone nadwyżką stosować nawet wtedy, gdy się przez to zwiększą koszty ogólne, o ile w zamian otrzymamy ustrój, lepiej celowi swemu odpowiadający. Przy projektowaniu zeskładów żelaznych należy zatem baczenie sprawdzić owe nadwyżki podług cennika kuźnicy, mającej dostarczać żelazo. Sprawdzanie ułatwia nam ta okoliczność, że większość poważniejszych kuźnic tego samego kraju obciąża zazwyczaj te same gatunki i wymiary swych wyrobów jednakowo ustalonymi nadwyżkami.

2. Nity p. T. I str. 437 i nast., zwłaszcza str. 444 i nast. Śruby p. T. I str. 425 i nast.

Napężenie w nitach wypada sprawdzić przedewszystkiem w miejscach poniżej wyszczególnionych: a) w nakładkach złącz pasowych, b) w przyłączu do podwężła w końcach każdego pręta, c) w złączach poprzecznic i podłużnic, d) w blachownicach zaś należy sprawdzić nienie: w złączach średnika, w przyłączeniu się pasów do średnika (podziałkę) i w taśmach pasowych (z uwzględnieniem ich długości obliczonej i rzeczywistej).

3. Obróbka poszczególnych części. Zadry walcownicze należy usunąć z prętów i blach, które powinny otrzymać kształt ściśle dostosowany do projektowanego, a mianowicie taki, aby powierzchnie, mające się ze sobą stykać, przylegały dokładnie do siebie już przed znitowaniem, a więc aby nity nie potrzebowały ich doginać. W złączach prętów końce obydwóch, łączonych ze sobą części pręta, powinny storcami swymi ściśle do siebie dolegać. Miejsca zagięć w częściach wygiętych powinny być bez rys i o przekroju nieuszczupłym.

4. Dziurowanie części składowych.

Przebijać dziury na nity lub śruby można jedynie w blachach i podwężłach ze żelaza zlipnego, oraz w częściach drugorzędno znaczenia, np. w blachach pomostowych; wszystkie inne dziury należy wiercić. Jeżeli dziury nie wiercimy odrazu poprzez wszystkie części, które nit lub śruba ma złączyć, a więc gdy wiercimy je oddzielnie w każdej części składowej, to wypada powiercić dziury o mniejszej średnicy, i dopiero po złożeniu przynależnych części na siebie, poszerzyć łącznie dziury rozwiertnikiem, lecz nie pilnikiem okrągłym. Na krawędziach dziur nie powinno być najmniejszych nawet rysów, a zadry z nich należy starannie usunąć i dziurę wyczyścić przed wsadzeniem w nią nita lub śruby.

5. Czyszczenie części zeskładów żelaznych p. str. 69.

6. Ochrona części żelaznych od rdzewienia p. str. 67 i nast.

D. Pomost.

a. Pomosty pod koleje średniotorowe.

Szerokość pomostów podolnych, jednotorowych, ma być przynajmniej 4,1 m. Podług nowych przepisów Związku kol. niem. po bokach obrysa torowego ma jednakże z każdej strony pozostawać swobodna przestrzeń 0,2 m szeroka.

1. **Tor bez podkładów** układamy w ten sposób, że pod każdą szyną leży podłużnica, a na niej w odstępach co 0,6 m podkładki lano-stalowe, poprzez które przytwierdzamy szynę bezpośrednio do podłużnicy za pośrednictwem zacisków. Między podkładką a wierzchem podłużnicy zaleca się podłożenie płytek pilśniowych, które łagodzą uderzenia, a przy grubości 2 cm znoszą bezpiecznie ciśnienia do 25 kg/cm².

2. **Tor na drewnianych podkładach poprzecznych**, leżących bezpośrednio na podłużnicach, układamy w dwojaki sposób: albo podkłady leżą gęsto, jeden dotykem do drugiego, a natenczas tworzą one zarazem i pokład pomostu; albo też podkłady leżą w odstępach wzajemnych nie ponad 0,7 m, a natenczas na śródtorzu i obustronnych przytorzach pokrywamy je pokładem z bali 5 do 8 cm grubych. Podkłady w końcu wspomniane przytwierdzają się do podłużnic za pośrednictwem obustronnych kawałków kątownika nierównoramiennego (120·80·10 mm), przynitowanych krótszem ramieniem do wierzchu podłużnicy, a przez dłuższe ich ramiona, obejmujące podkład, i poprzez niego przeciągamy śrubę 20 do 26 mm średnicy.

Podkłady te można bezpiecznie naprężyć gięciem do 75 kg/cm², a przy odstępach podkładów nie ponad 0,7 m możemy natenczas, przy wzajemnym odstępnie podłużnic:

160 162 164 168 171 175 174 178 183 193 204 213 cm,
układać podkłady o przekroju:

¹⁰/₁₆ ¹⁶/₁₈ ¹⁸/₁₈ ¹⁸/₂₀ ¹⁸/₂₂ ¹⁸/₂₄ ²⁰/₂₂ ²⁰/₂₄ ²⁰/₂₆ ²²/₂₈ ²⁴/₃₀ ²⁴/₃₀ cm.

Najwłaściwszym będzie wzajemny odstęp podłużnic 170 do 180 cm, a ze względu na możliwe wykolejenie się na moście, układamy te 3,5 m długie podkłady niesymetrycznie, a mianowicie naprzemiennie dotykem to do prawego, to do lewego dźwigara głównego. Bezpieczniej jednak zawsze będzie układać, podkłady zupełnie gęsto, t. j. przylegające nawzajem do siebie.

Najdoskonalszym, aczkolwiek najdroższym jest ustrój z podsypką w podtorzu, opisany poniżej pod 5.

3. **Podłużnice podtorowe** najdogodniej wytworzyć z dwuteowników o wysokości 240 do 550 mm, o ile ich rozpiętość nie przekracza 5,5 m. W celu ułatwienia obliczeń tych podłużnic podajemy tablicę momentów gnących i niezbędnych momentów wytrzymałości, obliczoną na zasadzie szeregu ciężarów, przepisane dla kolei pruskich a podanego na str. 643, przyczem momenty wytrzymałości obliczono w założeniu naprężenia bezpiecznego 750 kg/cm². Przyrostki

$\frac{\Delta M}{\Delta l}$ i $\frac{\Delta W}{\Delta l}$ ułatwiają oznaczenie momentów dla rozpiętości pośred-

nich między podanemi w tablicy. Momenty w tablicy obliczono z uwzględnieniem wagi własnej podłużnic i pokładu, która to waga zwiększa się nieco wraz z szerokością pomostu. Wartości w tablicy podano dla szerokości pomostu, 4,9 m, a zmniejszenie tej szerokości o każde 0,1 m zmniejszyłoby momenty o 0,25 do 0,7⁰/₁₀₀, a to zależnie od rozpiętości podłużnic. Zmniejszenie to jest atoli tak znikome, że można je zaniedbać.

Momenty: gnące M i wytrzymałości W w podłużnicy pod pomostem 4,9 m szerokim.

Rozpiętość λ cm	Największy moment gnący, spowodowany:		Całkowity moment gnący M tn	$\frac{\Delta M}{\Delta \lambda}$	Niezbędny moment wytrzymałości W cm ²	$\frac{\Delta W}{\Delta \lambda}$
	wagą własną tn	pociągiem tn				
100	0,0510	2,50	2,5510	0,0258	340	3,45
120	0,0677	3,00	3,0677	0,0269	409	3,6
140	0,1057	3,50	3,6057	0,0263	481	3,5
160	0,1306	4,00	4,1306	0,0263	551	3,5
180	0,1571	4,50	4,6571	0,0279	621	3,7
200	0,2158	5,00	5,216	0,0267	695	3,55
220	0,249	5,50	5,749	0,0270	766	3,65
240	0,289	6,00	6,289	0,0311	839	4,1
260	0,328	6,582	6,910	0,0505	921	6,75
280	0,415	7,505	7,920	0,0494	1056	6,6
300	0,470	8,438	8,908	0,0510	1188	6,65
320	0,531	9,379	9,910	0,0524	1321	7,0
340	0,631	10,327	10,958	0,0625	1461	7,65
360	0,708	11,400	12,108	0,0755	1614	10,1
380	0,793	12,825	13,618	0,0775	1816	10,3
400	0,917	14,250	15,167	0,0763	2022	10,2
450	1,170	17,813	18,983	0,0786	2531	10,5
500	1,540	21,375	22,915	0,0781	3055	10,4
550	1,880	24,938	26,818	0,0790	3576	10,5
600	2,270	28,500	30,770	0,0830	4103	11,1
650	2,641	32,280	34,921	0,0991	4656	13,2
700	3,147	36,730	39,877	0,1111	5317	14,8
800	4,237	46,750	50,987		6798	

4. **Poprzecznice** bywają albo walcowanymi dwuteownikami, albo blachownicami o wysokości równej $\frac{1}{7}$ do $\frac{1}{10}$ rozpiętości poprzecznicy, a wyjątkowo tylko kratownicami. Jednolita belka walcowana zaleca się nawet w tym przypadku, gdy jej waga wypadnie nieco większą od belki nitowanej. Cena bowiem blachownic na jednostkę wagi bywa około 40% wyższa niż belek walcowanych, a cena kratownic jeszcze wyższa.

Tablice nacisków Δ na poprzecznicy.

Pomost 3,6 m szeroki

Pomost 4,9 m szeroki

Odstępy poprzecz- nic λ cm	Nacisk Δ spowodowany:			$\frac{\Delta\Delta}{\Delta\lambda}$ t/m	Odstępy poprzecz- nic λ cm	Nacisk Δ spowodowany:			$\frac{\Delta\Delta}{\Delta\lambda}$ t/m
	wagą własną t	pocią- głom t	wagą własną i pociągciem t			wagą własną t	pocią- głom t	wagą własną i pociągciem t	
100	0,490	10,000	10,49		200	1,171	14,250	15,42	
110	0,524	10,000	10,52	0,003	210	1,194	14,929	16,12	0,070
120	0,545	10,000	10,55	0,003	220	1,219	15,545	16,76	0,064
130	0,564	10,000	10,56	0,001	230	1,253	16,109	17,36	0,060
140	0,670	10,000	10,67	0,011	240	1,283	16,625	17,91	0,055
150	0,692	10,000	10,69	0,002	250	1,306	17,100	18,41	0,050
160	0,714	10,688	11,40	0,071	260	1,328	17,538	18,86	0,045
170	0,755	11,735	12,49	0,109	270	1,488	17,945	19,43	0,057
180	0,775	12,667	13,44	0,095	280	1,512	18,321	19,83	0,040
190	0,806	13,500	14,31	0,087	290	1,549	18,672	20,22	0,039
200	0,935	14,250	15,19	0,088	300	1,585	19,000	20,59	0,037
210	0,954	14,929	15,88	0,069	310	1,622	19,306	20,93	0,034
220	0,972	15,545	16,52	0,064	320	1,661	19,594	21,26	0,033
230	1,021	16,109	17,13	0,061	330	1,797	19,864	21,66	0,040
240	1,048	16,625	17,67	0,054	340	1,820	20,118	21,94	0,028
250	1,068	17,100	18,17	0,050	350	1,867	20,643	22,51	0,057
260	1,087	17,538	18,63	0,046	360	1,915	21,250	23,17	0,066
270	1,217	17,945	19,16	0,053	370	1,967	21,824	23,79	0,062
280	1,237	18,321	19,56	0,040	380	2,021	22,368	24,39	0,060
290	1,292	18,672	19,96	0,040	390	2,055	22,885	24,94	0,055
300	1,323	19,000	20,32	0,036	400	2,193	23,375	25,57	0,063
310	1,358	19,306	20,66	0,034	410	2,244	23,841	26,09	0,052
320	1,392	19,594	20,99	0,033	420	2,299	24,286	26,59	0,050
330	1,503	19,864	21,37	0,038	430	2,355	24,709	27,06	0,047
340	1,525	20,118	21,64	0,027	440	2,408	25,114	27,52	0,046
350	1,567	20,643	22,21	0,057	450	2,461	25,500	27,96	0,044
360	1,627	21,250	22,88	0,067	460	2,601	25,869	28,47	0,051
370	1,690	21,824	23,51	0,063	470	2,664	26,223	28,89	0,042
380	1,746	22,368	24,11	0,060	480	2,737	26,563	29,30	0,041
390	1,772	22,885	24,66	0,055	490	2,798	26,888	29,69	0,039
400	1,884	23,375	25,26	0,060	500	2,850	27,200	30,05	0,036
410	1,930	23,841	25,77	0,051	510	2,883	27,500	30,38	0,033
420	1,977	24,286	26,26	0,049	520	2,915	27,789	30,70	0,032
430	2,023	24,709	26,73	0,047	530	2,987	28,066	31,05	0,035
440	2,070	25,114	27,18	0,045	540	3,056	28,333	31,39	0,034
450	2,116	25,500	27,62	0,044	550	3,129	28,591	31,72	0,033
460	2,230	25,869	28,10	0,048	560	3,174	28,839	32,01	0,029
470	2,289	26,223	28,51	0,041	570	3,218	29,079	32,30	0,029
480	2,349	26,563	28,91	0,040	580	3,255	29,311	32,57	0,027
490	2,408	26,888	29,30	0,039	590	3,353	29,534	32,89	0,032
500	2,467	27,200	29,67	0,037	600	3,438	29,750	33,19	0,030

W powyższych tablicach na str. 765 podajemy wartości największych nacisków A na poprzecznicy w punktach, w których się do niej przyłączają podłużnice, a to w założeniu szeregu ciężarów, przepisanego dla kolei pruskich, a podanego na str. 643. Znając te naciski A , obliczymy z łatwością momenty gnące w poprzecznicy.

5. **Tor na podsypce** układa się na mostach w celu przytłumienia turkotu pociągów, co jest niezbędnem nad ulicami miejskimi, lecz prócz tego ustrój taki posiada zaletę jednolitości toru na moście i na szlaku pozamostowym. Ponad ulicami miejskimi należy nadto odprowadzić wodę deszczową z mostu w taki sposób, aby nie kapiała na przechodniów.

Podkłady poprzeczne mają być nie krótsze niż 2,7 m, a poza ich końcami powinna jeszcze leżeć podsypka szerokości przynajmniej po 15 cm. Wysokość poprzecznych podkładów żelaznych ma być nie mniejsza niż 8 cm, a grubość podsypki pod pokładami nigdzie nie mniejsza niż 10 cm. Podsypka spoczywa zazwyczaj na pokładzie z płyt nieckowatych (p. str. 42), 6,5 do 8 mm grubych, o bokach nie ponad 2 m, przy strzałce $\frac{1}{12}$. Obliczenia wytrzymałości płyt będą tu ponajczęściej zbyteczne, gdyż długoletnie doświadczenie sprawdziło już stosowność powyżej podanych wymiarów. Podsypka podtorza wspiera się po bokach na pionowych lub pochyłych ściankach z blachy płaskiej lub sklepieniastej. Zmniejszenie wymiarów przekroju podtorza do granic możliwych zaleca się przedewszystkiem w celu zmniejszenia wagi podsypki, obciążającej most. Pozostała część pomostu pokrywa się zazwyczaj blachą karbowaną, która jednak nie zaleca się, gdyż nietylko nie tłumi dźwięku, lecz sama go nawet wydaje przy wstrząśnieniach. Lepiej zatem zastąpić ją pokładem z pomostowników, albo z blachy fałowanej lub sklepieniastej, na którym układa się warstwa betonu, pokryta asfaltem. Wodę deszczową z tych części najdogodniej odprowadzać wprost do podtorza, które i bez tego musi otrzymać należyte odwodnienie. Jeżeli jednak między chodnikami a torem leżą dźwigary główne, a na ich wspornikach chodniki, to wodę z nich odprowadzamy oddzielnie do rynien podłużnych, mieszczących się powyżej lub poniżej pokładu żelaznego. Samo podtorze odwadniamy w ten sposób, że w środku wkłosaści płyty nieckowatej wiercimy dziurę 3 cm średnicy, a wodę z niej ściekającą chwytny w rynny podłużne lub poprzeczne, ułożone pod każdym szeregiem owych dziur.

By się obyć bez takich rynien, zwłaszcza w mostach nad ulicami miejskimi, zastąpiono w kilku przypadkach, na mostach nie ponad 30 m długich, płyty nieckowate blachami płaskimi, 8 mm grubymi, o rozpiętości 0,85 m, ułożonemi ze spadkiem 1 : 100, od środka mostu ku obydwom przyczółkom.

Pokład z blach płaskich lub płyt nieckowatych pod każdym torem spoczywa na pięciu, względnie trzech podłużnicach, wspartych poprzecznicami w taki sposób, aby wierzch poprzecznic nie wznosił się ponad poziom wierzchu podłużnic, a więc aby umożliwić ułożenie pokładu bez wyginania blach. Gdy brzeg pokładu tego ma się wspierać bezpośrednio na pasie dźwigara głównego, po-

siadającym nałożone taśmy, natenczas zaleca się, jedną z tych taśm poszerzyć o 60 do 80 mm i do tego występu taśmy przynitować blachy pokładowe (nitami 16 mm średnicy) w pełnej niezależności od znitowania samego pasa dźwigarowego. Jeżeli wzajemny odstęp poprzecznic przekracza 2 m, to zaleca się wstawienie poprzecznic dodatkowych między podłużnice, dla lepszego wsparcia pokładu pomostowego.

6. Przyłącza dwuteowników walcowanych (podłużnic i poprzecznic), mających się końcami wspierać o ścianki pionowe, np. o środniki blachownic, wytwarzamy najdogodniej w sposób następujący: Do środnika blachownicy nitujemy kątownik pionowy przez całą jej wysokość, a z końca dwuteownika wycinamy połówkę jego pasów z jednej strony tak, aby jego środnik mógł przylegać do odstającego ramienia owego kątownika. Po drugiej stronie dwuteownika nie wycinamy pasów, lecz przykładamy niższy kątownik pionowy, leżący między tymi pasami niewyciętymi. I ten kątownik nitujemy do środnika blachownicy, a poprzez odstające ramiona obydwóch kątowników i przez objęty nimi środnik dwuteownika zabijamy nity przyłączone.

Gdy pomost leży dołem, przyłączamy poprzecznice do dźwigara głównego, usztywniając to przyłącze przez dodatkowe wysztywnienie narożne, zazwyczaj wymiarów tak wielkich, na jakie tylko pozwalałaby obrys torowe. Jeżeli poprzecznicą jest blachownica, to wspomniane wysztywnienie jej przyłącza wytworzymy najdogodniej, poszerzając płytę środnikową w końcu blachownicy w dół, aż do spodu dźwigara głównego, do którego przyłączamy tak poszerzoną płytę środnikową, podczas gdy kątowniki dolnego pasa poprzecznic wyginamy ku dołowi. Otrzymamy w ten sposób blachownicę, której wysokość jest w końcach powiększona i której pasy dochodzą aż do dźwigara głównego, zazwyczaj jednakże z nim się nie łączą, gdyż starczy przyłączenie samej, poszerzonej płyty środnikowej. Przyłącza poprzecznic dwuteownikowych wysztywniamy przez przynitowanie trójkątnego wspornika do ich końca i do dźwigara głównego. Przyłącza nieusztywnione, nawet przegubowe, zalecają się dopiero przy rozpiętościach przeseł mostowych ponad 100 m. Bez względu na rodzaj przyłącza zakładamy do obliczenia wytrzymałości, że rozpiętość poprzecznic równa się wzajemnemu odstępowi osi dźwigarów głównych.

Gdy pomost leży górą, oprócz podobnego połączenia sztywnego poprzecznic, wskazanem będzie dodatkowe podparcie ich środka prętami wiązania poprzecznego.

b. Mosty drogowe.

1. Szerokość pomostu.

a) **Szerokość jezdni**, zwłaszcza na mostach krótszych, może być mniejsza niż pozostałej drogi, wzgl. ulicy, gdyż niepotrzeba liczyć na to, aby się na moście wozy zatrzymywały u chodników. Na dro-

gach mniej ważnych starczy szerokość jezdni mostowej, obliczona na dwa szeregi wozów, na drogach i ulicach ważniejszych liczymy ją na trzy szeregi, a gdy przez most przechodzą tory tramwajowe, należy poza szerokością, zajęta przez tabor tramwajowy, liczyć jeszcze przynajmniej na dwa szeregi wozów. Tory tramwajowe najdogodniej prowadzić po bokach jezdni, nieopodal chodników. Szerokość wagonu tramwajowego nie przekracza zazwyczaj 2 m i jest prawie niezależna od szerokości toru. Największą szerokość wozów wraz z ładunkiem ustalają zazwyczaj przepisy policyjne, a to w zależności od zwyczajów danej okolicy. Szerokość ta wyjątkowo tylko przekracza 2,5 m. Między szeregami wozów należy liczyć jeszcze pewien odstęp zapasowy (0,35 do 0,5 m), zależny od zrzętności w powożeniu, która bywa większa we wielkich miastach, aniżeli w miasteczkach lub na wsi. Gdy powierzchnia jezdni jest gładka, odstępy owe muszą być większe niż na bruku szorstkim. Ponadto wypada uwzględnić jeszcze boczne przechylenie się wozu skutkiem poprzecznych spadków jezdni, oraz boczny wysięg ładunku poza obrzeże jezdni, gdy wóz kołami swemi dotyka już owego obrzeża. Trzeba na to liczyć łącznie dodatek przynajmniej 0,3 m, a wskazaniem byłoby, określać w każdym poszczególnym wypadku wielkość tego dodatku podług rzeczywistych szerokości ładunku i kolei kół wozowych, oraz podług istotnego spadku poprzecznego jezdni.

Średnio można liczyć szerokość jezdni w prześwicie między jej obrzeżami: na dwa szeregi wozów 4,75 do 5 m, na trzy szeregi 7 do 7,2 m, na cztery szeregi 9,85 do 10,5 m. Na jezdniach dolnych ich obrzeża muszą leżeć w takim oddaleniu od dźwigarów głównych, aby o nie nie zaczepiał ładunek wozu, którego koła dotykają już obrzeży jezdni. Na jezdniach górnych wypada poszerzyć stosownie chodniki.

β) Szerokość chodników powinny być nie mniejsza niż 1,25 m, a szerokość 3 m można naogół uznać już za dostatnią. Pod chodnikami mostów ulicznych prowadzimy zazwyczaj rury wodociągowe, gazowe i poczty pneumatycznej, oraz przewody elektryczne, z których jednakże przewody prądów wątych należałoby oddzielić zaufnie od przewodów o prądach wielkich, a te znów w danym razie układać w ten sposób, aby prąd wysokiego napięcia nie mógł przedostać się do przewodów niskiego napięcia, nawet w razie poważniejszych uszkodzeń. Zasadniczo zaś trzeba pod pomostem unikać wszelkich swobodnych przestrzeni nieprzewietrzanych, gdyż mogące się w nich zebrać gazy wzbuchliwe groziłyby poważnem niebezpieczeństwem.

Szerokości kilku mostów wykonanych.

Nazwa mostu	Szerokość:		
	jezdni	chodników	całkowita
Most Aleksandra w Paryżu	20,0	2 × 10,0	40,0
Nowy wiadukt w Warszawie	16,0	2 × 4,0	24,0
Nowy most na Wiśle w Warszawie.	15,0	2 × 3,2	21,4
Most Ebert'a w Berlinie	11,0	2 × 3,3	17,6
Londonbridge w Londynie	11,03	2 × 2,74	16,51

2. Jezdnia na mostach drogowych i jej podparcie.

Wprawdzie bruk granitowy wymaga najmniejszych kosztów utrzymania, mimo to, w celu zmniejszenia szkodliwych dla mostu wstrząsnięć, lepszą będzie możliwie równa powierzchnia jezdni, a więc np. pokład z bali lub asfaltu.

1. **Pokład z bali** bywa albo podwójny, albo pojedynczy, a nateczas bale 6 do 8 cm grube, leżące w poprzek jezdni, powinny się wspierać na tak gęsto rozłożonych podłużnicach (drewnianych), aby, po zjeździe się bala, koła wozów nie przełamywały się przez niego.

2. **Jezdnia z tłucznia**, nasypanego w grubości 15 cm, z silnym spadkiem poprzecznym, spoczywa na pokładzie z żelaznych płyt nieckowatych, których wklęsłości wypełniono betonem, a na tak wyrównanej powierzchni ułożono warstwę pilśni asfaltowej, tektolitu lub t. p. Oprócz tego, że wszęch miar zalecania godnego ustroju stosują na podparcie warstwy tłucznia jeszcze i pokłady z bali; ustrój taki nie jest jednak trwały, gdyż bale podlegają tu łatwo gniciu.

3. **Bruk drewniany lub kamienny** spoczywa na warstwie betonu, w najcieńszem miejscu 8 cm grubej, wspartej pokładem żelaznych płyt nieckowatych. Bruk nie spoczywa jednakże bezpośrednio na tej warstwie betonu, lecz przedziela się od niej warstewką pośrednią, a mianowicie ze żwirku, 2 cm grubą pod bruk kamienny, a z zaprawy cementowej pod bruk drewniany*). Kostki na bruk drewniany powinny być przynajmniej 13 cm wysokie, przy 8 cm grubości, a 20 do 25 cm długości. Nadaje się na nie drzewo sosnowe, lecz z warunkiem, aby było drobnosłoiste, czyli z drzew powoli rosnących; sośnina, wyrosła w klimacie zimnym (Szwecya, Finlandya, Archangielsk), będzie najwłaściwsza. Nieodzowne warunki trwałości bruku drewnianego są: zalanie cementem spoin około 6 mm szerokich; zwiększenie spadku poprzecznego na skrajnych pasach bocznych jezdni, 1 do 1,5 m szerokich; wypełnienie gliną spoiny między jezdnią a pobrzeżem chodników; wreszcie częste posypywanie powierzchni drobnym żwirkiem, powstałym ze skał twardych, zwłaszcza żwirkiem porfirowym. Żwirek ten pod naciskiem kół wciska się między słoje drzewa, utwardzając powierzchnię jezdni, co się znakomicie przyczynia do jej trwałości. 1 m³ takiego żwirku rocznie starczy na posypywanie 250 m² bruku.

4. **Pokład z asfaltu stłaczanego**, 4 do 8 cm gruby, ułożony na (opisanej już powyżej pod 3.) warstwie betonu, daje jezdnię o powierzchni gładkiej, a trwałą i względnie niedrogą.

Pokład z płyt nieckowatych pod warstwę betonową układa się w sposób zupełnie podobny jak na mostach kolejowych (p. str. 766), jednakże odprowadzanie wody deszczowej z wklęsłości płyt staje się zbyt trudnym. Mimo to dobrze będzie, pozostawić dziury w najniższym punkcie tych płyt, ułatwi to bowiem wysychanie warstwy be-

*) Zeits. d. Bauv., 1891 str. 443, H. Freese, Bruk drewniany w Paryżu. Wzorując się na ustroju bruków paryskich, ułożono w 1892 r. bruk drewniany na moście Lutra w Berlinie. Bruk ten przetrwał 13 lat.

tonowej. Zamiast z płyt nieckowatych można pokład ten wytworzyć równie dobrze z pomostowników, zyskując nawet niekiedy przez to na wadze. Pomostowniki takie układamy w poprzek jezdni na podłużnicach, a możemy je obliczać jako belki wieloprzęsłowe, albo uprościć sobie obliczenie, uważając każde przeszło tej belki za belkę jednym końcem osadzoną, drugim zaś swobodnie się wspierającą.

Nacisk koła wozowego, o szerokości b obręczy, poprzez warstwę tłucznia, o grubości h , rozkłada się w przybliżeniu równomiernie na powierzchnię kręgu, o średnicy $d = b + 2h$, a jeżeli pod tłuczniem leży jeszcze warstwa betonu, to można liczyć $d = b + 2,7h$. Gdy nad tłuczniem lub żwirem leży bruk, natenczas b oznaczać będzie szerokość poszczególnego brukowca.

c. Mosty dla pieszych.

Mosty takie powinny umożliwiać nie tylko przechodzenie pieszych, ale i przeprowadzanie takich wozideł, które ciągnie lub popycha jedna osoba, np. wózków dziecięcych, bicykli, taczek i t. p. Spadki na tych mostach nie powinny być zbyt strome, a mianowicie: pokład z asfaltu nie ponad 1:20; pokład z bali nie ponad 1:12; a bruk z drobnych kamyczków, tak zwany mozaikowy, nie ponad 1:10, wyjątkowo chyba 1:8. Schodów należałoby tu wedle możliwości zupełnie unikać, a gdy okażą się już nieodzownymi, trzeba by ograniczać się przynajmniej do możliwie małej liczby ich stopni, obierając nadto wygodny stosunek stromości. Zaleca się np. układ następujący: stromość ogólna 1:4, a więc 25 cm na każdy metr; głębokość stopnia 1 m, lecz jego powierzchnia nie pozioma, a pochylona w stosunku 1:10, skutkiem czego wysokość stopnia z przodu zmniejszy się o 10 cm, czyli z 25 na 15 cm. Deski lub bale na chodnikach najlepiej układać w kierunku poprzecznym, pozostawiając mały luz między nimi i skrawczając ich górne krawędzie.

E. Dźwigary główne żelaznych mostów belkowych.

a. Rodzaje i liczba dźwigarów głównych.

Stosować będziemy oznaczenia poniższe:

l rozpiętość dźwigara,

λ długość pola, wzgl. odstęp osi poprzecznic,

h wysokość dźwigara, a mianowicie mierzona wraz ze skrajnemi taśmami pasowemi w blachownicach, lecz między osiami pasów w kratownicach.

1. Gdy $l < 15$ m, zalecają się belki o pełnych środkach, a więc: kształtowniki jednolite, blachownice, skrzynkownice i t. p.

2. Dla $l = 15$ do 22 m, należy sprawdzić, czy blachownica, czy też kratownica będzie tańsza.

3. Gdy $l > 22$ m, kratownica będzie zawsze najtańsza.

4. Gdy $l > 30$ m, natenczas na kolejowe mosty dwutorowe wypada najtaniej (pomijając koszt filarów) most podwójny, t. j. o czterech dźwi-

garach głównych, po dwa na każdy tor, lecz tylko do pewnej granicy, gdyż dla bardzo wielkich rozpiętości, ze względu na sztywność ustroju (parcie wiatru, wyboczenie prętów ściskanych), most dwudźwigarowy będzie odpowiedniejszy.

Sąsiednie dźwigary główne dwóch takich, obok siebie leżących mostów jednotorowych powinny leżeć w pewnym odstępie od siebie (przynajmniej 0,5 m), a to w celu umożliwienia dostępu dla obzoru i naprawy. Ponieważ mosty takie zajmują więcej szerokości, więc zaleca się niekiedy ustrój trójdźwigarowy, t. j. z dźwigarem środkowym, dwa razy większej nośności niż dźwigary boczne.

Gdy odstęp między dźwigarami będzie mniejszy niż $l/14$, natenczas naprężenia dodatkowe od parcia wiatru i wahań bocznych wzrosną niepomieranie: dlatego też należałoby unikać mostów zbyt wązkich.

b. Blachownice.

Por. rozdział II działu niniejszego, str. 673 i nast.

c. Kratownice w obydwóch końcach swobodnie podparte.

1. Geometryczny układ kratownic.

W poniższem zestawieniu (str. 774 i nast.) geometrycznych układów kratownicowych, najczęstsze znajdujących zastosowanie, podano zarazem wskazówki, dotyczące najwłaściwszej wysokości dźwigara, ilości jego pól i najodpowiedniejszych przekrojów na poszczególne jego pręty. Z uwzględnieniem warunków miejscowych dobieramy układ stosowny i wysokość kratownicy w pośrodku, wreszcie liczbę pól, które zazwyczaj bywają sobie równe. Dane te określają nam zarys całej sieci prętów kratownicowych, których długości należy obliczyć, a nie odmierzać z rysunku.

Jak już wspomnieliśmy, dzielimy zazwyczaj kratownicę na pola równe, a odstępujemy od tej zasady tylko w razie konieczności. Jeżeli np. oś mostu tworzy z osią filarów kąt α , a wzajemny odstęp dźwigarów oznaczymy przez a , to, chcąc w dźwigarach mieć słupce naprzeciwne, t. j. tak położone, aby łączące je poprzecznicze były prostopadłe do osi mostu, otrzymamy długość pola końcowego $\lambda' = a \operatorname{ctg} \alpha$. Gdy kąt α jest względnie mały, długość λ' może stać się tak wielką, że wypadnie rozdzielić ją na mniejsze części krótszemi poprzecznicami, wspierającemi się jednym końcem na kratownicy, drugim zaś na filarze. Pozostałą część długości kratownicy, po potrąceniu wartości λ' , dzielimy na równe pola o długości λ . Gdy most leży w szlaku zakrzywionym, albo gdy na moście tor się rozszczepia, należałoby raczej zwiększyć wzajemny odstęp kratownic, a układać je równoległe do siebie, by uniknąć zawitych ustrojów, zwłaszcza połączeń między kratownicami nierównoległemi.

2. Przekroje prętów kratownicowych.

Dokonawszy obliczenia statycznego kratownicy (p. str. 683 i nast.) zgodnie z ustalonym jej zarysem i z założonemi obciążeniami, przy-

stępujemy do oznaczenia przekrojów prętów poszczególnych kratownicy, biorąc za podstawę siły w nich działające, których wielkość znamy już z obliczenia statycznego. Stosownie do granic, w jakich waha się siła w danym pręcie wskutek zmian obciążenia (zwłaszcza ruchomego, oraz parcia wiatru), dobieramy odpowiednią wielkość przekroju, np. podług wzorów i wskazówek, podanych na str. 342 i nast. tomu I.

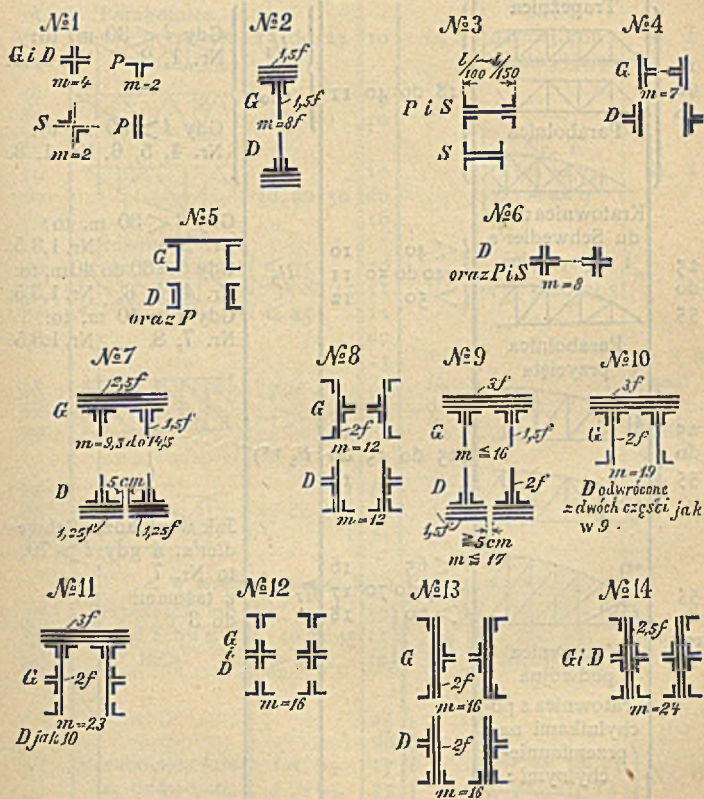
W prętach rozciąganych za przekrój użyteczny uważamy pole przekroju po potrąceniu dziur na nity. W prętach ściskanych, jako użyteczny, liczymy cały przekrój, a więc wraz z dziurami, wypełnionymi przez nity, jednakże dziury wypełnione nie nitami, lecz np. śrubami i t. p., należy potrącać. Nadto wypada sprawdzić, czy dobrany przekrój pręta ściskanego przedstawia dostateczne bezpieczeństwo na wyboczenie. Pod tym względem należałoby ukształtować przekrój tak, aby posiadał moment bezwładności, zabezpieczający od wyboczenia, lecz aby przytem nie zwiększyć pola przekroju, wystarczającego na zniesienie siły ściskającej. Zwiększenie takie, aczkolwiek wysoce niepożądane, może się jednak stać koniecznym w prętach bardzo długich, w których działają względnie małe siły ściskające: bez takiego bowiem powiększenia pola przekroju otrzymalibyśmy niekiedy nazbyt wąte grubości kształtowników, z których zamierzamy wytworzyć pręt. W prętach, podlegających naprężeniom przemiennym, a więc raz ściskanych, drugi raz rozciąganych, należy sprawdzić, czy przekrój całkowity starczy na największą siłę ściskającą z pełnym bezpieczeństwem od wyboczenia, oraz czy przekrój z potrąceniem dziur zniesie bezpiecznie największą siłę rozciągającą, w założeniu naprężenia bezpiecznego, przystosowanego do pojawiających się w pręcie przemian siły w nim działającej.

Przy projektowaniu przekroju trzeba uważać na to, aby przyłącze danego pręta do podwężła mogło otrzymać ustrój niezłożony, aby przytem oś ciężkości pręta leżała w płaszczyźnie środka ciężkości całej kratownicy, wreszcie aby tak sam pręt, jak i jego przyłącze były dogodnie dostępne dla zabijania i sprawdzania nitów, oraz dla pomalowania wszystkich powierzchni, stykających się z atmosferą. Należałoby unikać luzów między składowymi częściami pręta, oraz wszelkich zagłębień, w które nie możemy dotrzeć pędzlem podczas malowania, lub w których może zbierać się woda. Jeżeli poważne powody skłonią nas do takiego ukształtowania przekroju pręta, że się podobne luzy lub zagłębienia wytworzą bądź to w samym pręcie, bądź też w jego przyłączy, to wypadaloby przynajmniej wszelkie takie luzy i zagłębienia wypełnić szczelnie wkładkami, a powstałe stąd zwiększenie kosztów zrównoważy się sownie przez zwiększoną trwałość budowli. Przed przekrojami więcej rozdzielkowymi zalecają się raczej przekroje bardziej skupione, a więc przekrój Nr. 9 (rys. 1194) będzie, przy jednakowej wielkości, lepszy od przekroju Nr. 12. Wogóle z dwóch przekrojów o jednakowym polu i o jednakowych momentach bezwładności lepszym będzie ten, który będzie posiadał obwód mniejszy, gdyż zmniejszenie powierzchni

zewnątrznych pręta zwiększa jego trwałość, a zmniejsza koszty utrzymania, zwłaszcza malowania.

Wszystkie pręty, łączące się w danym węźle, powinny swemi osiami ciężkości przechodzić przez punkt węzłowy, t. j. przez węzeł geometrycznego zarysu kratownicy. Środek ciężkości przekrojów ni-

Rys. 1194.



towych w przyłączu pręta do węzła (a również i w złączu prętowym) powinien leżeć na osi ciężkości tegoż pręta.

W rys. 1194 przedstawiamy napotykaną najczęściej przekroje prętów kratownicowych, wyróżniając przeznaczenie poszczególnych przekrojów na pasy górne (G), wzgl. dolne (D), oraz na słupce (S) i pochylniki (P), przez dopisanie przy danym przekroju liter, poda-

(dalszy ciąg str. 776).

Zestawienie układu kratownic na mosty kolejowe.





Na rozpiętości l m	Układ kratownicy	Liczba n pól przy rozpiętości		Wysokość h kratownicy w pośrodku	№ przekroju, podług rys. 1194, na:	
		l w m	$n =$		pas: górny (G) i dolny (D)	śłupce (S) i pochylniki (P)
a. W mostach jednotorowych o pomoście dolnym.						
18 do 40	Trapeźnica	18 do 40	11		$l/8$ do $l/10$	Gdy $l < 30$ m, to: Nr. 1, 2. Nr. 1, 3.
	Parabolnica					Gdy $l > 30$ m, to: Nr. 4, 5, 6. Nr. 1, 3.
25 do 55	Kratownica układu Schwedler'a i elipsownica	$l < 40$	10		$l/8$	Gdy $l < 30$ m, to: Nr. 2*). Nr. 1, 3, 5.
	Parabolnica przycięta	$l = 40$ do 50	11			Gdy $l = 30$ do 40 m, to: Nr. 4, 5, 6. Nr. 1, 3, 5.
		$l > 50$	12			Gdy $l > 40$ m, to: Nr. 7, 8. Nr. 1, 3, 5.
25 do 55		25 do 55	10		$l/8$ (**)	Jak w układzie Schwedler'a, a gdy $l > 70$, to Nr. 7 z taśmami do 3 f
			12			
55 do 125		$l < 65$ $l = 65$ do 70 $l > 70$	16		$l/7$ (***)	
			17			
			18			
Kratownica podwójna	Kratownica z pochylnikami na przemiennie-pochylnymi :	$l = 125$	12			

*) Wierzchołą taśmę można też zastąpić cewnikiem leżącym \perp .

**) Śłupiec końcowy możliwie jak najniższy.

***) Gdy wiatrowniki górne leżą na całej rozpiętości, natenczas słupce skrajne bywają przynajmniej 6 m wysokie.

Dalszy ciąg tablicy ze strony poprzedniej.

Na rozpiętości l m	Układ kratownicy	Liczba n pól przy rozpiętości l w m		Wyso-kość h kratownicy w pośrodku	W przekroju, podług rys. 1184, na: pasy: górny (G) i dolny (D) słupce (S) i pochylniki (P)	
		l w m	$n =$			
b. W mostach jednotorowych o pomoście górnym.						
15 do 22	Parabolnice	15 do 22	10	$l/8$	} Nr. 2 o $m = 3,5$ do 5 z jedną taśmą	} Nr. 1
20 do 40		$l < 30$ $l > 30$	9 10	$l/8$		
30 do 50		30 do 50	10 do 16		} Nr. 7, o $m = 9$ do 14,5	} Nr. 1, 3
40 do 55	Równoleglice	$l < 35$ $l > 35$ do 45 $l < 45$	10 11 12 do 13	$l/9$		
55 do 90		$l < 70$ $l > 70$	18 do 19	$l/8$ $l/9$	} Nr. 7	} Nr. 3, 6
55 do 90		55 do 90	18 do 22	$l/8$ $l/9$		
c. W mostach dwutorowych o pomoście dolnym.						
30 do 55	Trapeźnica lub układ Schwedler'a	$l < 40$ $l > 40$ do 45 $l > 45$	10 11 12	$l/8$	} Nr. 8, 9 Nr. 12 Nr. 10, 13	} Nr. 1, 3
55 do 90	Parabolnica ścięta, podwójna	$l < 65$ $l > 65$	15 do 17 17 do 22	$l/7$		
d. W mostach dwutorowych o pomoście górnym.						
30 do 40	Parabolnica	30 do 40	9	$l/8$	Nr. 7, lecz dla G tylko 2 taśmy	Nr. 3

*) Kąt α bywa średnio około 30°.

Dalszy ciąg tablicy ze strony poprzedniej.

Na rozpiętości l m	Układ kratownicy	Liczba n pól przy rozpiętości		Wyso-kość h kratownicy w pośrodku	№ przekroju, podług rys. 1194, na:	
		l w m	$n =$		pasy: górny (G) i dolny (D)	stłupco (S) pochylniki (P)
40 do 55	Równoleglica	40 do 55	10 do 12	$1/8$	Nr. 7, dla G . $m = 14,5$ a dla D , $m = 16$	Nr. 3
55 do 125	Równoleglica podwójna, albo z pochylnikami skrzyżowanymi	55 do 65	16 do 20	$1/8$	Nr. 10 Nr. 11	Nr. 3 Nr. 3

Uwaga. Kratownice podwójne wychodzą z użycia w nowo-budujących się mostach (Ciąg dalszy ze str. 773).

nych powyżej w nawiasach. Przy projektowaniu przekroju dogodnym ponajczęściej będzie, stosować jednakowe kątowniki składowe, o pewnym polu f przekroju, a taśmy i środniki o takim samym przekroju lub o przekroju:

$$f, 1,5 f, 2 f, 2,5 f, 3 f.$$

W tem założeniu przy poszczególnych przekrojach rys. 1194 podano wartość m , określającą ile razy dany przekrój jest większy od przekroju f kątownika zasadniczego. Przekroje, podane w rys. 1194, można zmieniać co do ich wielkości przez stosowanie rozmaitych kątowników w jednym i tym samym przekroju. Dalej można parę, wzgl. czwórkę kątowników, złączonych ze sobą środnikiem, zastąpić niekiedy jednolitym ceownikiem Γ , wzgl. dwuteownikiem I , a parę kątowników bez środnika teownikiem T , a to w celu zaoszczędzenia nitowań.

Przekroje jednośrodnikowe starczą zazwyczaj tylko przy rozpiętościach do 30 m, zwłaszcza na pasy ściskane, przy większych rozpiętościach stosujemy przekroje dwuśrodnikowe, a ze względu na możliwość wybożenia w kierunku poziomym, odstęp tych środników bywa przynajmniej 0,007 l do 0,01 l ; nie mniejszą też powinna być i wysokość przekroju ściskanego.

W zestawieniu na str. 774 i nast. przy poszczególnych układach kratownic i dla rozmaitych rozpiętości podano w ostatniej rubryce numery najpodatniejszych przekrojów, a to podług rys. 1194.

F. Poduszki kratownice mostowych.

Por. poduszki wiązarów dachowych str. 176 i nast., oraz poduszki blachownic str. 679 i nast.

1. Tworzywa.

Pod większe dźwigary stosujemy obecnie prawie wyłącznie poduszki lano stalowe, a żeliwne chyba tylko pod dźwigary małej roz-

piętości. Poduszka spoczywa na ciosie podpoduszkowym, przedzielona od niego bądź to podlaną warstwą cementu 10 mm grubą, bądź też warstwą z twardego ołowiu 3 do 6 mm grubą.

2. Układ.

Pod każdą kratownicą główną stawiamy w jednym końcu poduszkę wzdłuż nieprzesuwną, pod drugim zaś wzdłuż przesuwną. Pod węższymi mostami, np. jednotorowymi, wszystkie poduszki mogą być w poprzek nieprzesuwny. Pod mostami szerszymi, np. dwutorowymi, poduszki jednego dźwigara muszą być w poprzek przesuwne, poduszki zaś drugiego dźwigara, bez względu na szerokość mostu, muszą być w poprzek nieprzesuwne, aby na nie mógł przynieść siły boczne, wynikające np. z parcia wiatru. Wszystkie poduszki kratownic znaczniejszej rozpiętości powinny nadto być przegibne, a więc dozwalać na swobodne pochylanie się osi dźwigarowej pod wpływem odkształceń.

Jeżeli oczekiwany przesuw oznaczymy przez Δl , to wypada poduszce zapewnić możność przesuwu dwa razy większego, a więc $2\Delta l$. Przesuw Δl powstaje przez odkształcenie rozpiętości l , tak pod wpływem sił na most działających, jako też i pod wpływem zmian temperatury i połączonych z nimi zmian długości poszczególnych prętów kratownicy. Jeżeli przez p oznaczymy długość danego pręta, przez F jego przekrój, a przez S współczynnik sprężystości tworzywa, to pod wpływem poosiowej siły S , działającej na pręt, zmieni on swą długość o:

$$\Delta p' = \frac{Sp}{EF}.$$

Pod wpływem zmiany temperatury o t^0 , gdy tworzywo ma współczynnik rozszerzalności ϵ na 1^0 różnicy, pręt wydłuży się o:

$$\Delta p'' = \pm \epsilon t p.$$

Całkowita zmiana długości pręta będzie zatem:

$$\Delta p = \Delta p' + \Delta p'' = \frac{Sp}{EF} \pm \epsilon t p.$$

Dla kratownicy o prostym pasie w poziomie poduszek, składającym się ze szeregu prętów o długościach p , całkowity przesuw poduszki będzie zatem:

$$\Delta l = \Sigma \Delta p,$$

a poszczególne wartości Δp obliczamy podług wzoru powyższego dla każdego z prętów tego prostego pasa poziomego.

Poduszki układamy na ciosach podpoduszkowych, nie zagłębiając ani poduszki w cios (chyba spodnie żebra płyty podstawowej, mające zastąpić przyciągi), ani też wierzchu ciosa pod powierzchnią muru, aby wierzch ten wznosił się ponad otaczający mur, a sama poduszka leżała zupełnie swobodnie i dostępne.

3. Poduszki płaskie.

Poduszki płaskie, a raczej lekko wypukłone, stosują się przeważnie pod mniejsze dźwigary, zwłaszcza pod blachownice; opisano je zatem w rozdziale, dotyczącym blachownic, p. str. 679.

Pod dźwigary mostowe, podlegające ciężarom ruchomym, a więc zmieniającym się ugięciom i połączone z nimi pochyleniom osi dźwigarowej, czynna powierzchnia poduszki bywa zawsze lekko wypukłona, a poduszka nieprzesuwana, oprócz obrzeży bocznych (posiadanych i przez poduszkę przesuwaną), ma jeszcze obrzeża poprzeczne, chociażby nie na całej szerokości, o które zapiera się płyta podnitowana pod dźwigar, spoczywająca na poduszce. Nawet mniejsze poduszki lepiej przytwierdzać do ciosów śrubami przyciągowymi, które można jednak dla takich małych poduszek zastąpić spodnim nadlewem krzyżowatym na płycie poduszkowej, wgłębiającym się w odpowiednie krzyżowate wyźłobienie ciosa.

4. Poduszki przegibne.

Pod dłuższe dźwigary stawiamy poduszki przegibne, których część wierzchnia, czyli siodło, jest pokrętna względnie do spodniej, t. j. do łożyska, mianowicie na czopie walcowatym (p. rys. 880 i 881 str. 177). w celu pośrodkowego podparcia dźwigarów, nawet po przegięciu się ich osi pod wpływem obciążenia. Przy większych szerokościach mostu, czop walcowaty zastępujemy niekiedy kulą.

Aby zmniejszyć opór tarcia podczas przegibania, należy dążyć do możliwego zmniejszenia promieni czopa walcowego, wzgl. kulistego, dobierając stosunkowo wielkie ciśnienia na jego powierzchni, np. dla stali $k=1,2$ do $1,5$ t/cm². Jeżeli przez r oznaczymy ten promień w cm, przez A odpór poduszki, wreszcie przez b długość czopa w cm, to dla czopa walcowego otrzymamy wzór:

$$r = 0,8 \frac{A}{kb},$$

a dla czopa kulistego:

$$r = \sqrt{\frac{2A}{\pi k}},$$

w założeniu, że nacisk rozkłada się tylko na $\frac{1}{4}$ część powierzchni każdej półkuli.

Siodło poduszki przytwierdza się do spodu dźwigara, a siedzi ono na wierzchniej połówce czopa, który swą spodnią połówką spoczywa w łożysku, przytwierdzonym do ciosa podpoduszkowego, gdy poduszka jest nieprzesuwana, a spoczywającego na wałkach lub wahakach, gdy poduszka ma być wzdłuż przesuwana, na kulach wreszcie, gdy ma być przesuwana i wzdłuż i w poprzek. Wałki, wahaki lub kule wspierają swym wierzchem spód łożyska, a same toczą się spodniami powierzchniami po wierzchu płyty podstawowej, przytwierdzonej do ciosa podpoduszkowego (p. rys. 882 i 883 str. 177). Tak

siodło, jak i łożysko nie obchwytuje całej przynależnej mu połówki czopa, a więc nie 180° jego obwodu, lecz o tyle mniej, aby siodło mogło się przegibnąć o kąt przegibu, nie dotknąwszy łożyska.

Siodło i łożysko możnaby wprawdzie odlewać w kształtach pełnych; zazwyczaj jednak w celu zaoszczędzenia tworzywa rozczłonkujemy przynajmniej łożysko na łożo właściwe, obchwytujące połówkę czopa i na płytę podstawową, łącząc obydwie te części nawzajem ze sobą środkiem i żebrami, które go wzmacniają. Każdą połówkę siodła, wzgl. łożyska, obliczamy jako belkę jednym końcem osadzoną, drugim swobodną, zakładając w odlewie stalowym ciągnienie bezpieczne $0,5 \text{ t/cm}^2$, a ciśnienie bezpieczne 1 t/cm^2 , w odlewie żeliwnym zaś naprężenia dwa razy mniejsze. Ponieważ ciągnienie bezpieczne w odlewie żeliwnym, jak wiadomo, jest dwa razy mniejsze od ciśnienia bezpiecznego, należałoby zatem rozczłonkowanie siodła, wzgl. łożyska, skutecznie w taki sposób, aby w przekroju niebezpiecznym oś obojętna leżała na $\frac{1}{3}$ wysokości, a mianowicie bliżej podstawy.

5. Wałki i wahaki.

Jak już powyżej pod 4. wspomniano, łożysko przesuwnej poduszki dźwigarów większych stawiamy na wałkach, a to w celu zmniejszenia oporu tarcia (przy przesuwaniu się końca dźwigarowego) przez zamianę tarcia przy ślizganiu na tarcie przy toczeniu się wałków, które to tarcie jest wiele razy mniejsze od tarcia przy ślizganiu. Gdy odpór poduszki jest nieznaczny, najdogodniej zastosować jeden tylko taki wałek, który natenczas może jednocześnie przejąć na siebie i czynność czopa przegubowego. Gdy jednakże odpór jest znaczniejszy, musimy łożysko stawiać na dwóch lub kilku wałkach, aby ciśnienie na powierzchni poszczególnego wałka nie przekroczyło granic bezpiecznych. Im więcej wałków danej średnicy postawić musimy pod łożysko, tem dłuższe będzie też ono. A że wraz z jego długością wzrastają w nim i momenty gnące, powinniśmy więc dążyć do skrócenia łożyska w miarę możliwości. Skrócenie takie możemy do pewnego stopnia osiągnąć przez pewne poszerzenie łożyska, a więc i podłużenie wałków, które je wspierają. Jednakże takie poszerzenie ma swe granice: gdy zatem łożyska dalej poszerzać już nie możemy, musimy zwiększyć liczbę wałków. Aby w takim przypadku, t. j. gdy liczba wałków i ich średnica jest znaczna, nie otrzymać łożyska zbyt długiego, przycinamy boki wałków, zostawiając na ich wierzchu i spodzie dostateczny obszar nieodciętej powierzchni walcowej, a mianowicie taki, aby przy największym nawet przesuwie krawędź tej powierzchni nie dotknęła jeszcze spodniej powierzchni łożyska, względnie wierzchniej powierzchni płyty podstawowej. Tego rodzaju po bokach przycięte wałki zwiemy wahakami. Dla bezpieczeństwa, t. j. aby poszczególny wahak nie mógł się przy toczeniu pokręcić więcej od pozostałych, łączymy cały szereg wahaków nawzajem ze sobą na każdym ich storcu dwiema listwami (górną i dolną) w ten sposób, że każdy wahak łączy się przegubowo z ową

listwą. Wszystkie zatem wahaki są nawzajem ze sobą spętane i muszą się przy toczeniu pochylać o jednakowe kąty. Aby przy pochylaniu wahak swą krawędzią nie zetknął się z boczną płaszczyzną sąsiedniego, wycinamy jeszcze z tych boków wahaka odcinki walcowe, podług powierzchni walcowej, spótosiowej z walcami wahaków sąsiednich, a o promieniu o tyle większym, aby w razie krańcowego pochylenia się całego szeregu, pozostał pewien luz między powierzchnią czynną danego wahaka, a powierzchnią wklęsłą wycięcia z boku wahaka sąsiedniego. Średnicę wahaków należy tak dostosować do największego przesuwu, aby pochylenie wahaków nie było nadmierne, a więc aby krawędź jednego wahaka nie wchodziła we wspomnianą powyżej wklęsłość boczną sąsiedniego, która ma na celu tylko zabezpieczenie dodatkowe przeciw wzajemnemu zaparciu się wahaków o siebie, na wypadek nadmiernego ich pochylenia. Aby przesuw wahaków nie przekroczył pewnych granic, ograniczamy przesuw listew bocznych, wiążących cały szereg wahaków. Każda para naprzeciwległych listw wiąże się ze sobą w każdym końcu zespórką. Między poszczególnymi wałkami lub wahakami danego szeregu zostawiamy luz przynajmniej 2 cm, aby umożliwić ich oczyszczanie. Do wahaków o średnicy d , z obrzeżami w końcach, listwy wiążące bywają z płaskowników lub kątowników $0,3$ do $0,5 d$ wysokich, a $0,15 d$ grubych, złączonych w końcach zespórkami o średnicy $0,25 d$. Szereg wałków nieprzyciętych wiążemy w sposób podobny, lecz zazwyczaj tylko jedną parą listw, w poziomie osi wałków.

Jeżeli przez P oznaczymy nacisk w t na cm bieżący wałka lub wahaka, przez E spóczynnik sprężystości tworzywa w t/cm^2 , a przez k naprężenie bezpieczne w t/cm^2 , to średnica wałka w cm będzie:

$$d = 0,35 \frac{PE}{k}.$$

We wzorze powyższym, gdy poduszka wspiera się tylko na jednym wałku z doborowej stali lanej, można liczyć $k = 6$ do $7 t/cm^2$. Dla szeregu wałków lub wahaków, z powodu nierównomiernego rozkładu całkowitego odporu na poszczególne wałki, zmniejszamy wartość k na $5,25$ do $4,5 t/cm^2$, a w tym przypadku rozmiary wałków lub wahaków oznaczamy z równania:

$$nbd = 28 \text{ do } 40 A,$$

w którym n oznacza liczbę, d średnicę w cm, b długość w cm wałków, wzgl. wahaków, A zaś całkowity odpór poduszki w t. Dane te dotyczą wyborowej stali lanej; stosując żeliwo, musimy znacznie zmniejszyć naprężenie k , a mianowicie do $4 t/cm^2$, gdy poduszka ma tylko jeden wałek, a do $3 t/cm^2$, w szeregu wałków lub wahaków, do którego też możemy stosować równanie:

$$nbd = 40 \text{ do } 56 A.$$

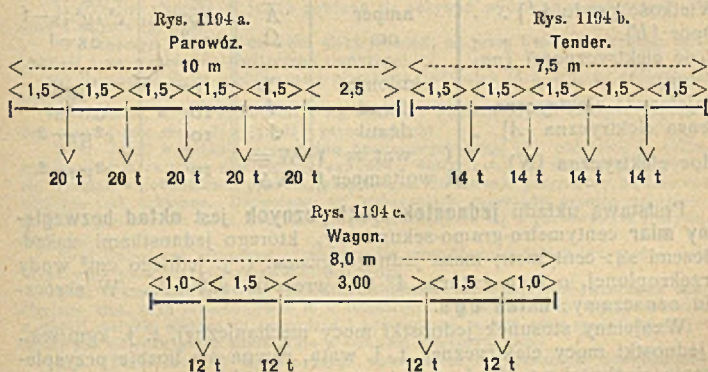
Płyta podstawowa oblicza się na gięcie, a w każdym razie grubość jej powinna być przynajmniej $0,2$ do $0,3 d$. Podlewamy ją ce-

mentem lub ołowiem twardym i przytwierdzamy do ciosów tak samo, jak poduszki nieprzesuwne.

Przestrzeń między łożyskiem a płytą podstawową, czyli przestrzeń, zajęta przez wałki lub wahaki, osłaniamy oponą blaszaną, chroniącą od kurzu i t. p., a odejmovaną dla oczyszczania wałków, wzgl. wahałów. Oponę tę przytwierdzamy zazwyczaj do spodu łożyska, przesuwa się ona zatem wraz z niem.

Uzupełnienie do str. 650 i nast.

Po wydrukowaniu przepisów rosyjskich, dotyczących obciążenia i wytrzymałości mostów kolejowych (str. 650 i nast.), pojawiło się postanowienie Minist. kom. z d. 27 (14) lutego 1907, Nr. 19, które, począwszy od 14 (1) maja 1907, nakazuje stosować do obliczeń mostów pod kolejami pierwszorzędnymi pociągi, złożone wprawdzie w sposób podany na str. 650, lecz zestawione z parowozów, tenderów i wagonów o odmiennych rozstawach i naciskach osi, a mianowicie podług rys. 1194 a, b i c.



Obciążenia zastępcze, podane na str. 651, oraz tablice sum ΣP_n i ΣM_n , podane na str. 652 i 653, ulegają również zmianom; zmienionych tych obciążeń zastępczych i tablic owych sum nie podajemy, odsyłając pod tym względem do źródła poniżej wskazanego *).

*) Tablice pomocnicze do obliczania dźwigarów mostów kolejowych, St. Kozierski inż., Przegląd techniczny 1907, Nr. 27 i dalsze.