

















# MOSTY BLASZANE

*Wykłady*

*Maksymiliana Thulliego*

*dypl. inżyniera, profesora szkoły politechnicznej  
we Lwowie.*

*Józef Dudek  
Dr. inżynier*

*Cena 5 zlr.*

*Lwów 1893.*

*Skład główny w księgarni Jakubowskiego i Zaduronicza.*





IV - 300799



Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000278498

7-69/2014



## Mosty blaszane

### §.1. Wstęp.

Mosty zielone dzielimy według ustroju belek głównych na dwa rodzaje, mosty z belkami o ścianie pełnej (n. Brücken mit vollwandigem Träger) i mosty kratowe (n. Gitterbrücken, f. pont en treillis), używane dla większych rozpiętości. Tu będziemy mówić tylko o pierwszym rodzaju mostów i to tylko o mostach z belkami prostymi.

Belki o ścianie pełnej, używane do mostów są, trójakie:

- 1) belki szynowe (n. Schinenträger) 2) belki walcowane przekroju I (n. Walzträger, I-Eisenträger). Oba te rodzaje belek nazywamy jeszcze litymi (n. Massivträger). Następnie
- 3) belki blaszane (n. Blechträger f. pontes en tôle).

### I. Mosty o belkach litych.

20+

#### §.2. Belki szynowe.

Do rozpiętości w świetle 0,70 m. nie ma potrzeby belek mostowych, gdyż dostatecznym podparciem kota jest szyna. Są to łuki zwane przeprastymi otwartymi (n. offene Durchlässe). Dla nieco większych rozpiętości używano do niedawna podwójnych belek szynowych (tabl. 1. rys. 1). Dwie szyny kolejowe stykają się stopami i są połączone nitami. Górna szyna jest otwiera, dolna spoczywa na toryskach, odpowiednio ukortatowanych (rys. 1 i 4). Belki te szynowe wyszły już z użycia z powodu wielu wad. Najprzód szyna górna prędko się zużywa, a wymiana jej jest trudna, bo trzeba wymienić całą belkę podwójną. Dalej materiał jest w przebiegu żelaznym, gdyż za wiele go się znajduje w osi obojętnej, a wreszcie ciężary działają wprost na belkę bez pośrednictwa części sprężystej, zmniejszającej szkodliwość wstrząsów. Dobrą stroną jest jedynie mała wysokość ustroju (n. Constructionshöhe) t.j. wysokości między dolną krawędzią belki a stopą szyny. Obecnie używa się dla rozpiętości do 2 m. belek drewnianych jako podkta, dół podłużnych pod szynami. Czasem kładziono dwie szyny, jedna obok drugiej, a na nich podktać poprzeczną (rys. 2), dla większych rozpiętości używano potrójnych belek szynowych (rys. 3) albo belek wzmocnionych (rys. 4).



2.

Wszystkie te ustroje wyszły już z użycia. —

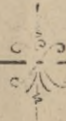
### §.3. Kształtówki I. —

Obecnie, używamy dla rozpiętości większych niż 2 m. kształtówek I jako belek głównych (tabl. 2. rys. 1). Wystarczają one dla kolei głównych do 3, najwyżej 5 m. dla dróg do 8 - 10 m. Dla większych nieco rozpiętości używano czasem kształtówek I z nakładkami (tabl. 2. rys. 2). Z powodu pochyłości progi, wierzchni styki kształtówki połączenie jej z nakładką nie jest jednak dobre, w takim razie też lepiej używać belek blaszanych.

Przy mostach drogowych przy użyciu kilku kształtówek I jako belek głównych, dajemy często jako belki skrajne, mniej obciążone, kształtówki U, które lepiej most ograniczają i do których łatwiej przytwierdzić można poręcz. —

### §.4. Układ belek. —

Dla mostów kolejowych używamy zwykle dwóch belek głównych (tabl. 2. rys. 4), na których kładziemy progi poprzeczne i szyny. Odstęp belek  $a$  wynosi 1,7 do 2 m. Jeżeli chodzi o małą wysokość ustroju, możemy użyć czterech belek głównych (rys. 5), które wtedy będą niższe. Jeżeli wysokość ustroju ma być jeszcze mniejsza, to używamy dwojaków (n. Zwillingsträger, fr. pontre jumelle, pontre à caisson, an. coupled girder) (tabl. 1. rys. 7). Każdą szynę podpierają wtedy dwie belki połączone poprzecznie, na której spoczywa szyna. Nareszcie możliwe jest jeszcze bezpośrednie podparcie szyn belkami głównymi (tabl. 2. rys. 2), które jednakże wyszły z użycia z powodu trudnego połączenia i wielkich wstrząsów, jakim podlegają belki główne. —

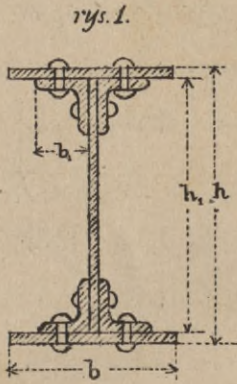




## II. Belki blaszane. -

### § 5. Przekrój belek blaszanych. -

Jeżeli najwyższa kształtówka I nie wystarcza dla obliczonego momentu, musimy wtedy użyć belki blaszanej (rys. 1). Wysokość najkorzystniejsza belki blaszanej dla mostu kolejowego jednotorowego jest  $h = 0,13 l$ , jeśli  $l$  oznacza rozpiętość, dla kolei dwutorowej  $h = 0,17 l$ . - Od tej wysokości najkorzystniejszej możemy jednak znacząco odstąpić bez wielkiego powiększenia ciężaru. W wykonanych mostach znajdujemy zwykle  $h = 0,10 l$  do  $0,11 l$ , lepiej jednak przyjmować wysokość nieco większą. -



Wysokość  $h$  jest ograniczona szerokością blachy służącej za ściankę belki. Największa szerokość blachy wynosić może wyjątkowo około 1,5 m., dlatego też belki blaszane

są używane do rozpiętości 15 m. -

Grubość ścianki możemy obliczyć,\* uwzględniając także natężenia ukośne.

Otrzymamy wtedy dla belek w dwóch punktach podpartych

$$g = 1,8 \frac{\text{najw. } Q}{h \tau} \dots \dots \dots 1)$$

a dla belek ciągłych:

$$g = 2,2 \frac{\text{najw. } Q}{h \tau} \dots \dots \dots 2)$$

jeżeli  $\tau$  oznacza natężenie dopuszczalne na ciągnięcie,  $Q$  siła poprzeczna, a  $h$  wysokość belki. -

Wystarczy jednak przyjęcie grubości według wzoru doświadczalnego

$$g = 0,8 + 0,015 l \text{ cm} \dots \dots \dots 3)$$

jeśli  $l$  oznacza rozpiętość w metrach. -

Szerokość kątownek  $b$  i nakładek  $b$  możemy przyjąć dowolnie. Im większe przyjmujemy kątowniki, tem mniejsza wypadnie nakładka. Szerokość nakładki  $b$  musi być w stosunku do jej grubości ani za mała, ani za wielka. Jeżeli jest za mała, to ma za małą tęgosc w kierunku poziomym, jeżeli za wielka, i wystaje zanadto poza kątowniki, to ma za małą tęgosc w kierunku pionowym i musiałaby być chyba kątownikami pionowymi sterzona. -

\*) p. Podręcznik Statyki Budowli str. 120. -



4.

Mozemy mniej więcej przyjąć

$$b_1 = 6 + 0,4 l \dots \text{cm}$$

$$b = 18 + 0,8 l \dots \text{cm}$$
} 4)

Wziorów tych jednakże nie potrzebujemy ściśle się trzymać.

Obliczenie przekroju belki blaszanej jest znane \*) a mianowicie

$$\text{grubość nakładki } d = \frac{M}{\frac{2}{3} h_1 \tau} - \frac{2 J_1}{b h_1 (h_1 + 2d)} \dots \dots \dots 5)$$

przy czym  $M$  znaczy moment sił zewnętrznych,  $b$  szerokość nakładki po odciągnięciu drzwi na nity,  $h_1$  wysokość ścianki,  $\tau$  napięcie dopuszczalne na zstąpienie,  $J_1$  moment bezwładności ścianki i kątovek po odciągnięciu drzwi na nity pionowe i uwzględnieniu osłabienia ścianki przez drzwi na nity. W przybliżeniu możemy to osłabienie uwzględnić przyjmując zamiast  $g$  tylko  $0,77 g$  przy obliczeniu  $J_1$ , przy czym zaokrąglamy  $g$  na całe milimetry.

Moment bezwładności  $J_1$  wyznaczamy przez rozkładanie przekroju na proste kąty \*\*), albo też oznaczwszy  $h_2$  odstęp środków ciężkości kątovek dolnych i górnych możemy napisać, ( $J_3$  i  $J_3$  moment bezwładności i powierzchnia jednej kątowki).

$$J_1 = \frac{1}{12} g h_1^3 + 4 \left( J_3 + A_3 \frac{h_2^2}{4} \right) - i \dots \dots \dots 6)$$

jeżeli  $i$  oznacza moment bezwładności drzwi pionowych na nity.

Istnieją tablice \*\*\*) w których zestawione są wartości  $\frac{1}{12} g h_1^3$ ,  $4 \left( J_3 + A_3 \frac{h_2^2}{4} \right)$  i dla rozmaitych kątovek i rozmaitych wysokości  $h_1$ . Podajemy tu niektóre wartości według Steinera i Lebera (tabl. 1, 2, i 3).

Np. Obliczyć mamy moment bezwładności  $J_1$  przekroju ścianki i kątovek belki blaszanej, dla której  $h_1 = 80 \text{ cm}$ , kątowki  $\frac{100 \cdot 100}{10}$ , drzwi na nity  $d = 20 \text{ mm}$  grubość ścianki  $10$ , przyjmujemy  $8 \text{ mm}$  wskutek osłabienia przez nity.

A zatem

moment bezwładności ścianki	98.42667	34134
" " " " " " " "	" " " " " " " "	105505
		razem 139639
od tego drzwi na nity 4.2.1560		12480
		$J_1 = 127159 \text{ cm}^4$

\*) p. Podręcznik Statyki Budowli str. 117.  
 \*\*) p. Podręcznik Statyki Budowli str. 81.  
 \*\*\*) p. Leber. Die neue Brückenverordnung. Wien 1888. —  
Stöckl u. Hauser Hilfstabellen für die Berechnung eiserner Träger.



Tabl.1. Momenty bezwładności ścianki i 4 kątówek w cm<sup>4</sup>.

		Wysokość $h_2$ w cm. —										
		40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110
$\frac{1}{12} g_1 h_2^3$ dla $g_1 = 10^{-3} \text{m}$		5333	10417	13865	18000	22885	28583	35156	42667	60750	83333	110917
4 kątówki mm	4	10636	17199	21074	25344	30010	35071	40528	46381	59272	73745	89800
	60	8	12000	19421	23804	28637	33913	39640	45815	52438	67027	83408
70	8	13813	22453	27566	33206	39374	46071	53295	61047	78136	97336	118649
	10	16865	27465	33740	40665	48240	56465	67193	74865	95865	119465	145665
80	8	15542	25370	31196	37630	44672	52321	60580	69446	89002	110989	135409
	10	19012	31092	38257	46172	54837	64252	74417	85332	109412	136492	166572
	12	22323	35576	45034	54380	64614	75736	87746	100644	129104	161116	196681
	14	25481	41826	51532	62260	74002	86781	100575	115390	148087	184873	225746
90	9	19150	31412	38697	46759	55576	65169	75532	86665	111239	138291	169620
	11	22935	37692	46466	56168	66800	78362	90853	104274	133904	167251	204317
	13	26557	43730	53945	65245	77630	91101	105658	121300	155841	194724	237948
	14	28309	46659	57577	69657	82899	97303	112869	129597	166539	208129	254367
100	10	23025	37945	46830	56665	67450	79185	91870	105505	135625	169545	207265
	12	27102	44753	55270	66916	79689	93590	108620	124777	160475	200686	245408
	14	31014	51312	63415	76819	91526	107534	124845	143457	184588	230927	282474
	16	34763	57629	71270	86383	102968	121025	140554	161555	207973	260278	318472
120	11	29131	48370	59879	72647	86675	101962	118509	136315	175707	220136	269603
	13	33820	56273	69713	84629	101019	118886	138228	159045	205106	257070	314935
	15	38333	63916	79238	96248	114946	135330	157403	181163	233746	293078	359161
140.100.	12	34331	56186	69166	83874	99229	116313	134765	154584	198328	247543	302231
	13	36870	60399	74377	89831	10670	125165	145045	166401	213538	266578	325520
	14	39361	64543	79507	96063	114181	133891	155183	178057	228552	285374	348524
	15	41806	68619	84556	102181	121493	142494	165181	189556	243369	303931	371244
	16	44205	72627	89525	108216	128698	150973	175040	200898	257991	322252	393681
	17	46560	76567	94415	114158	135796	159330	184759	212084	272420	340388	415840



Tabl. 2.  
Momenty bezwładności obu nakładek o szerokości 1 cm  
w cm<sup>4</sup>.

Grubość nakładek w mm.	Wysokość belki $h$ , w cm.										
	40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110
8	666	1032	1246	1479	1732	2005	2298	2612	3298	4064	4911
9	753	1166	1406	1669	1954	2262	2592	2945	3718	4581	5534
10	841	1301	1568	1861	2178	2521	2888	3281	4141	5101	6161
11	929	1436	1731	2053	2403	2781	3185	3618	4565	5622	6789
12	1019	1573	1895	2248	2630	3042	3576	3956	4991	6145	7420
13	1109	1711	2061	2443	2858	3305	3784	4297	5419	6670	8052
14	1200	1850	2227	2639	3087	3569	4086	4639	5848	7108	8687
15	1292	1990	2395	2837	3317	3835	4390	4982	6280	7727	9325
16	1385	2131	2564	3036	3549	4102	4695	5328	6713	8259	9964
17	1479	2273	2733	3237	3782	4371	5001	5674	7148	8792	10606
18	1573	2416	2905	3438	4017	4641	5309	6023	7585	9328	11250
19	1669	2560	3077	3641	4253	4912	5619	6375	8024	9866	11897
20	1765	2705	3250	3845	4490	5185	5930	6725	8465	10405	12545
21	1863	2852	3425	4051	4729	5460	6243	7079	8908	10947	13196
22	1961	2999	3601	4258	4969	5736	6558	7434	9353	11491	13850
23	2060	3148	3778	4466	5211	6013	6874	7791	9799	12037	14505
24	2160	3297	3956	4675	5454	6292	7191	8150	10248	12585	15163
25	2260	3448	4135	4885	5698	6573	7510	8510	10698	13135	15823
26	2362	3580	4316	5097	5944	6855	7831	8873	11150	13688	16485
27	2465	3753	4498	5311	6191	7138	8153	9236	11604	14242	17150
28	2568	3906	4681	5525	6439	7423	8478	9602	12060	14799	17817
29	2673	4062	4865	5741	6689	7710	8803	9969	12518	15357	18486
30	2778	4218	5050	5958	6940	7998	9130	10338	12978	15918	19158



Tabl. 3.  
Moment bezwładności jednej driny na nit 1 cm. szerokości  
w cm<sup>4</sup>.

Grubość katanki mm	Wysokość h, belki w cm.										
	40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110
7	270	425	516	615	724	840	966	1101	1396	1726	2091
8	307	484	588	701	824	958	1101	1253	1591	1968	2385
9	344	542	659	786	925	1074	1236	1408	1786	2210	2618
10	380	600	729	870	1024	1190	1369	1560	1980	2450	2970
11	416	691	799	954	1123	1306	1502	1712	2173	2690	3261
12	452	715	868	1037	1216	1420	1634	1863	2366	2929	3548
13	487	771	937	1120	1319	1534	1766	2013	2557	3166	3840
14	522	827	1006	1202	1416	1647	1896	2163	2748	3403	4128
15	556	882	1079	1284	1512	1760	2026	2311	2937	3639	4415
16	590	937	1141	1365	1608	1872	2156	2459	3126	3873	4701
17	624	992	1208	1442	1703	1983	2284	2606	3314	4107	4952

Tablica 2. służy nam do wyznaczenia momentu bezwładności nakładek,  
a więc do sprawdzenia, czy dany przekrój jest dostateczny, a nawet do  
wyszukania grubości nakładki na podstawie wzoru  $\tau I = M e$ , czyli

$$I = \frac{M}{\tau} \cdot e \quad \dots \dots \dots 7).$$

$M$  i  $\tau$  znamy,  $e = \frac{h}{2}$  przyjmujemy w przybliżeniu i obliczamy  $I$ .  $I$ , wy,  
znaczyliśmy już pierwiej, więc moment bezwładności nakładek  $I_2 = I - I_1$ .  
Podzielwszy  $I_2$  przez  $b'$ , otrzymamy potrzebny moment bezwładności na sze,  
pokość 1 cm., a na podstawie tego wyznaczamy z tablicy grubość nakładki  $d$ .

N.p. Niech będzie  $M = 40 \text{ tm} = 4000000 \text{ kgcm}$ ,  $\tau = 750 \text{ kg/cm}^2$ , więc  $\frac{M}{\tau} = 5330$ .  
Jeżeli  $h_1 = 80 \text{ cm}$ , to przyjmijmy tymczasowo  $e = 41$ , więc  $I = 5330 \cdot 41 = 218530 \text{ cm}^4$ ,  
a że  $I_1 = 127159$ , więc  $I_2 = 91371 \text{ cm}^4$ . Jeżeli  $b = 26 - 2,2 = 22 \text{ cm}$ , to  $\frac{I_2}{b} = 4153,2$ , więc  
 $d = 13 \text{ mm}$ , a stąd  $e = 41,3 \text{ cm}$ . - Na podstawie poprawionego  $e$  mamy:  $I = 5330 \cdot 41,3 =$   
 $= 219129 \text{ cm}^4$ , więc  $I_2 = 91970$ ,  $\frac{I_2}{b} = 4180,5$ , a stąd znnowu  $d = 13 \text{ mm}$ , jak pierwiej.



§.6. Ścianka.-

Kształt belki jest zwykle prostokątny o pasach równoległych. Wyjątkowo używamy dla poprzecznic większych mostów belek blaszanych dołno parabo, liczących, o czym będziemy mówić przy mostach kratowych. Belki główne zaś mają prawie zawsze pasy równoległe, bo oszczędność, którą byśmy przy użyciu pasów krzywych osiągnęli, nie opłaciłaby się nam z powodu trudniejszej roboty. Wyjątkowo użyto przy moście nad Limmatem w Zurychu (tabl. 2 rys 6) kształtu belki tukowej ze względów estetycznych, które w tym wypadku sprzeciwiają się względom statycznym.-

Dla małych rozpiętości aż do 6 m. robi się ściankę z jednej blachy, dla większych składają ją musimy z kilku blach, na których zeteknięciach dajemy z obu stron przykładki. Ponieważ ze względów fabrykacji ciężar blachy nie powinien przewyższać 400 kg, więc jeżeli grubość ścianki jest  $g$ , a dłu- gość blachy  $l$ , to  $787,7g \approx 400$ , jeżeli  $g$  w cm, a  $l$  i  $h$  w m, a stąd:

$$l \approx \frac{5,06}{g \cdot h} \dots \dots \dots 8).$$

Ponieważ kątowniki wyrabiają do 12 m. długości, więc zeteknięcie kątownek zwykle nie jest potrzebnem. W danym wypadku kryjemy je kątownikami (tab. 6. rys. 3).-

Przy bardzo wielkiej wysokości belek n.p. większej niż 4,5 m. trzeba wreszcie zeteknięcia także w kierunku pionowym. Dla takich wysokości używamy jednak obecnie tylko belek kratowych.-

Zeteknięcia ścianki kryjemy obustronnie przykładkami (n. Lasche, fr. couvre-joint) (tabl. 3. rys. 3, tabl. 2 rys. 3a), których grubość  $g'$  teoretycznie mogłaby być  $\frac{1}{2}g$ . - W praktyce robimy jednak  $g' \approx 7$  mm, a często  $g-g'$ .

Przykładki przytwierdzamy zwykle czterema rzędami nitów, po dwa rzędy po obu stronach zeteknięcia. Co do ilości nitów, to obliczać możemy ją ze względu na siłę poprzeczną  $Q$ .-

Gdybyśmy mieli tylko jeden rząd nitów, otrzymalibyśmy wtedy odstęp nitów pionowy \*)

$$a = 1,13 \frac{d^2 h \tau}{Q}$$

Dla dwa rzędy nitów będzie zatem

$$a = 0,56 \frac{d^2 h \tau}{Q} \dots \dots \dots 9)$$

\*) p. Podr. Statyki Budowli str. 120. -



W pobliżu środka belki jest jednak  $Q$ , bardzo małe i otrzymalibyśmy a bardzo wielkie, stąd urządzamy więc zwykle nity w odstępach

$a = 5 \text{ do } 6 d \dots \dots \dots 10)$

Jeżeli odstęp szwu nitów od zatknięcia i od końca przytkadki przyjmujemy  $2d$ , to najmniejsza szerokość przytkadki będzie  $12d$ . Jeżeli jednak urządzimy nity w odstępach  $4d$ , to szerokość przytkadki wyniesie  $16d$ . Nity w obu rzędach urządzamy albo w tej samej wysokości, albo też przedstawiamy je. -

Zwykle umieszczamy zatknięcia w tych miejscach, gdzie się znajdują poprzecznice lub żezniki pionowe, przeto urządzamy na ilości nitów i stężymy osłabione części belki (tabl. 2. rys 3.a.). Czasem jednak rozmieszczają zatknięcia niezależnie od poprzecznic i żezników (tabl. 3. rys. 1 i 3.). - Średnicę nitu przyjmujemy zwykle  $d = 18 \text{ mm}$  lub  $20 \text{ mm}$ .

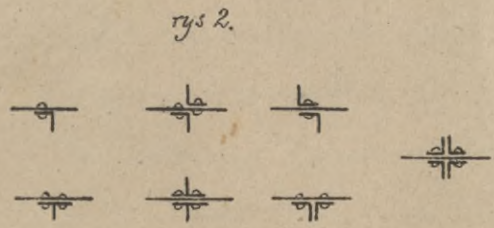
§. 7. Żebra.

Blacha w ścianie nie może pracować na ciśnienie, trzeba więc ją stężyć żebrami (n. Steife), aby powziąć ciśnienie i aby uchronić ściankę od wybożenia.

Teoretycznie byłoby najkorzystniej urządzić żebra w kierunku największego ciśnienia, a więc pod kątem  $45^\circ$  nachylone do poziomu.\* Ale ze względów praktycznych używamy zawsze żeber pionowych. Natężenia w ścianie są proporcjonalne do siły poprzecznej  $Q$ , a zatem kątów podparć, gdzie  $Q$  jest wielkie, należałoby urządzić więcej silniejszych żeber. Zwykle jednak dajemy tylko w podporach silniejsze żebra, a na całej długości belki urządzamy żebra równe i w równych odstępach ze względów praktycznych.

Zwłaszcza tam potrzebne są koniczenie żebra, gdzie działają na belkę siły skupione, a więc tam, gdzie są poprzecznice i na podporach. Często więc kątowniki, służące do przytwierdzenia poprzecznic, służą jako żebra, a pomiędzy poprzecznicami dajemy osobne żebra tylko wtedy, gdy odstęp poprzecznic jest większy niż  $1,5 \text{ m}$ , a pomost jest u góry. -

Żebra tworzymy zwykle z dwu kątowników, z dwu kątowników i wstęgi, silniejsze na podporach, równe narożnikami (n. Ständer), czasem z 4 kątowników (rys 2). Narożniki składają



je się często z dwu żeber (tabl. 3. rys. 4); wewnętrzne wtedy jest silniejsze, bo przy ugięciu belki punkty zaczepienia oddziaływania przesuwają się na wewnętrzne. Dla mniejszych rozpiętości do  $4 \text{ m}$  wystarczy pojedynczy narożnik, a obrotu się wyży-

\*) Teorya Mostów. Por. Tom I. str. 95 i Podręcz. Hut. Budow. str. 105.



nawet i dla większych rozpiętości pojedynczych narożników (tabl. 4. rys. 1), gdyż przy podwójnych powstaje niepewność w rozkładzie sił.

Obliczenie dokładne zębów jest trudne; gdybyśmy uwarali je jako stopy belki kratowej i obliczyli je bez względu na ściankę, to otrzymalibyśmy siły za wielkie, ale przekroje wyznaczone na podstawie tych sił byłyby przecięż jeszcze za małe do wykonania. Dlatego nie obliczamy wcale zębów, lecz przyjmujemy pewne wymiary na podstawie doświadczenia. I tak w normaliach kolei aust. Państwowych znajdujemy wzdłużnie kątowniki  $\frac{70 \cdot 70}{8}$ .

### §. 8. Nity?

Obliczenie nitów poziomych i pionowych belki blaszanej znane nam jest już z Podręcznika Statyki Budowlanej<sup>\*)</sup>, tu podamy więc tylko wyniki. Otrzymałobyśmy mianowicie odstęp nitów poziomych

$$a = \frac{\pi d^2}{4} \frac{\tau_1}{Q S} = 0,7854 \frac{d^2 \tau_1}{Q S} \quad 11)$$

jeżeli  $d$  oznacza średnicę nitu,  $I$  moment bezwładności całego przekroju,  $S$  moment statyczny powierzchni przekroju nadd osie nitu ze względu na oś obrotową,  $Q$  siła po przecięciu, a  $\tau_1$  napięcie dopuszczalne na ścinanie, które wedle rozporządzenia min. aust. możemy przyjąć równe  $600 \text{ kg/cm}^2$ .

Ze względu na ciśnienie na ściankę dziury musi oprócz tego być

$$a = \frac{d g \tau_2 I}{Q S} \quad 12)$$

jeżeli  $g$  oznacza grubość ścianki,  $\tau_2$  ciśnienie na ściankę dziury (według rozp.  $\tau_2 = 1400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ). Z wartości otrzymanych według wzorów 11) i 12) więc należy wybrać mniejszą. Nity pionowe dajemy w tym samym odstępie, co poziome.

Według równań 11) i 12) zmienia się  $a$  proporcjonalnie do  $\frac{I}{Q S}$ . Ponieważ z przybywaniem nakładki  $I$  więcej wzrasta niż  $S$ , a  $Q$  zmniejsza się, więc z tego powodu  $a$  powinno być najmniejsze na podporach, a zwiększać się ku środkowi. Zmiany tej odstępu  $a$  nie robimy jednak ciągłej, lecz przyjmujemy dwa lub trzy odstępy  $a$  dla całej belki, przyczem nity zębów przyjmujemy jako stałe, a odstęp między nimi dzielimy na taką ilość części, aby odstęp był równy lub mniejszy od obliczonego. Niektórzy przyjmują dla całej długości belki ten sam odstęp  $a$ , a więc obliczony dla najw.  $Q$ , twierdząc, że to ułatwia wykonanie. Zdaje nam się jednak, że używając niepotrzebnie więcej (niepotrzebnie więcej) nitów, nie ułatwiamy, lecz utrudniamy wykonanie.

Jest jednak pewna granica, którą ze względów praktycznych nie przekraczamy.

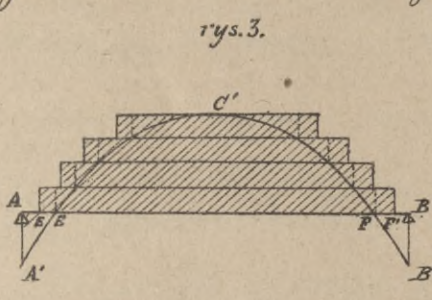
\*) str. 121.



aby kątownka i ściemka stanowiły jedną całość, dlatego przyjmujemy:

$$\text{najw } a \approx 20g \dots \dots \dots 13)$$

Długość nakładki teoretyczna najlepiej da się wyznaczyć wykreslnie<sup>\*)</sup> (rys 3). Ponieważ jednak nakładkę możemy dopiero wtedy uważać jako należącą do przekroju, gdy ją przytwierdzimy tyłu nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia sił wewnętrznych na nakładkę, dlatego przedtuziamy każdą nakładkę o długość  $EE_1$ , na której się znajduje potrzebna ilość nitów. Jeżeli  $A$  oznacza przekrój nakładki wytyczony (po odciągnięciu drutu na nity), a  $A_1$  przekrój nitów, to



$A\tau = A_1\tau_1$ , więc  $A_1 = \frac{A\tau}{\tau_1} \dots \dots \dots 14)$

przekrem  $A_1 = n \frac{d^2\pi}{4}$ , więc  $n = \frac{4A_1}{d^2\pi} = \frac{4A\tau}{\pi d^2\tau_1} \dots \dots \dots 15)$

jeżeli  $n$  oznacza ilość nitów,  $d$  ich średnicę,  $\tau$  natężenie dopuszczalne na złamanie,  $\tau_1$  na ścinanie. - Natężenie dopuszczalne na ścinanie możemy przyjąć  $600 \frac{kg}{cm^2}$ . - Obliczenia to ułatwia nam następująca tabliczka; w której zestawione są wartości  $A\tau = A_1\tau_1$  dla odpowiednich  $n$  i  $d$ .

Tabliczka 4.

Wytrzymałość  $n$  nitów na ścinanie dla na natężenia  $600 \frac{kg}{cm^2}$  i dla średnicy nitu (w mm)

$d$	16	18	20	22	24
$n$	kg.	kg.	kg.	kg.	kg.
1	1206	1526	1884	2280	2714
2	2413	3054	3770	4562	5429
3	3619	4580	5655	6842	8143
4	4825	6107	7640	9123	10857
5	6032	7634	9425	11404	13572
6	7238	9161	11310	13685	16286
7	8444	10688	13195	15966	19000
8	9651	12215	15080	18246	21715
9	10857	13741	16965	20527	24429
10	12064	15268	18850	22808	27143
11	13270	16795	20735	25089	29858
12	14477	18322	22619	27370	32572

Przykład. Ili nitów potrzeba do przytwierdzenia nakładki 25cm. szerokiej, 10mm grubej, gdy średnica nitu wynosi 20 mm,  $\tau = 720 \frac{kg}{cm^2}$  ?

<sup>\*)</sup> por. Poch. Statyki Budowl. str. 119.



$A = (25 - 2 \cdot 2) \cdot 1 = 21 \text{ cm}^2$ , więc  $A\tau = 21 \cdot 720 = 15120 \text{ kg}$ . Według tabliczki potrzeba dla  $d = 20 \text{ mm}$  i dla  $A\tau = 150 \times 10^8 \text{ nitów}$ , a więc przedłużyć należy nakładkę o 8 nitów, czyli o 4 rzędy nitów po 2.

Zetknięcia w nakładkach kryjemy jednostronną nakładką o tym samym przekroju. Po obu stronach zetknięcia przytwierdzamy przytkadkę tylną nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia siły, a więc według wzorów 14) i 15).

### §.9. Belki ciągłe.

Belki blaszanych używamy zwykle jako belki w dwóch punktach podpartych, bo dla małych rozpiętości belki ciągłe nie są korzystne. Wyjątkowo używamy blaszanych belek ciągłych, gdy one spoczywają na żelaznych filarach słupowych, któreby nie były dość statycznymi, gdyby belki nie były ciągłe (tabl. 6. rys. 1).

Obliczać należy wtedy belki główne, rozumie się, jako belki ciągłe, przyczem uwzględnić musimy także tę okoliczność, że wysokość podpór może się nieco zmienić, a więc momenty mogą się powiększyć.

Przy tak małych rozpiętościach mogą też powstać na przyciętkach oddziaływania ujemne, w takim razie trzeba koniecznie belki zakotwić. Można by uniknąć oddziaływań ujemnych na przyciętkach, podwyższając je nieco.

### §.10. Pasy wzmocnione i skrzyniowe.

Dawniej używano belek blaszanych dla większych rozpiętości, bo nie znano jeszcze belek kratowych. Wtedy przekrój drewniany nie wystarczał, dlatego wzmocniano pasy tych belek lub tworono belki skrzyniowe (tabl. 5. rys. 2) (n. *Kastenträger*, fr. *poutre en caisse*, a. *case-girder*).

Dla jeszcze większych rozpiętości zaczęto potem używać mostów tubowych (n. *Tunnel- oder Röhrenbrücke*, fr. *pont tubulaire*, a. *tubular bridge*), których przekrój przedstawiał skrzynię, wewnątrz której była droga dla wozów lub parowozów. Tabl. 5. rys. 4. przedstawia przekrój mostu Britannii nad zatoką Menai o rozpiętości 140,21 m, zbudowanego przez Stephensona w r. 1846 do 1850, po przeprowadzeniu licznych doświadczeń przez prof. Hodgkinsona i fabrykanta Fairbairna.

Obecnie ustroje te zupełnie zarzucono, gdyż dla większych rozpiętości używamy belek kratowych.





### III. Ustrój poprzeczny mostów kolejowych.

#### §. 11. Przekrój poprzeczny mostu.

Jeżeli wysokość ustroju rozporządzalna jest dość wielka, urządzamy

a) most górny (n. Fahrbahn oben, a. deck-bridge) (tabl. 1. rys. 1. i 6.), przy czem odstęp obu belek głównych wynosi 1,7 do 2 m. Ustrój taki jest najprostsz, wymaga mniej mater., rytmu niż następane, umożliwia dobre stężenie poprzeczne belek i wymaga niższych prac. czołków?

b) Jeżeli wysokość ustroju rozporządzalna jest mniejsza, musimy urządzić most wgłębiony (n. versenkte Fahrbahn) (tabl. 1. rys. 8.). Na belkach głównych kładziemy wtedy poprzecznicę, a na nich podtuznice i progi poprzeczne lub wprost progi podtuznic w ten sposób, że belki główne są w poziomie szyn lub nieco wyżej. Odstęp belek może wtedy wynosić około 2,4 m, a chodniki podpieramy wspornikami.

c) Jeżeli wysokość ustroju rozporządzalna jest jeszcze mniejsza, musimy urządzić most dolny (n. Fahrbahn unten) (tabl. 1. rys. 9.). Dawniej wzywano przytem najczęściej progów podtuzicznych, które kładzie się wprost na poprzecznicę; teraz najczęściej wzywamy podtuznic, na które kładziemy progi poprzeczne. W ten sposób ustrój na, wierzchni na szlaku i na moście jest podobny i szerokość toru lepiej się utrzymuje. Odstęp podtuznic wynosi zwykle 1,8 do 2 m., odstęp poprzecznic około 1,8 m. -

Ażeby rozpiętość poprzecznic była jak najmniejsza, belki główne dajemy w takim odstępie, na jaki pozwala przekrój wolnego przejazdu (n. Profil des lichten Raumes) t.j. który musimy zostawić wolnym dla przejazdu pociągów. Tabl. 3. rys 2a. przedstawia według norm związku kolei niemieckich przekrój wolnego przejazdu dla kolei o normalnej szerokości toru, rys 2b. dla kolei o szerokości toru 1 m., rys 2c. o szerokości toru 0,75 m. - Ze względu na możliwą niedokładność w utrzymaniu toru zwykle powiększamy odstęp środka toru od belki głównej lub porzący o 10 do 20 cm, więc odstęp belek głównych wynosić powinien

przy zwykłej szerokości toru	$b = 4,30 \text{ m.}$	} \dots \dots \dots 16)
" szerokości toru 1 m.	$b = 3,20 \text{ m.}$	
" " " 0,75 m	$b = 2,40 \text{ m.}$	

Rozporządzenie austr. ministerstwa handlu z r. 1887. §. 2. Szerokość pomostu musi być dla toru, umieszczonego w górze, względnie niżej tak wielka, aby na każdym punkcie mostu był zachowany odstęp przynajmniej 2,15 m. między osią i najbliższym prętem



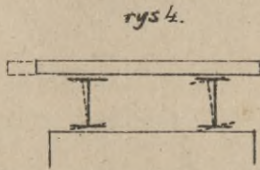
poręca, albo krawędzią zewnętrzną dyliny. -

Dla stępów pionowych i żełek pionowych dozwolony jest mniejszy odstęp. Dla tych i innych tu nie wymienionych części konstrukcji w ogóle należy jednak przy najmniej zachować przekrój wolnego przejazdu. (Tabl. 5. rys. 2a). -

d) Jeżeli wysokość ustroju rozporządralna jest bardzo mała, wtedy używamy wspomnianych już powyżej dwojaków (Tabl. 1. rys. 7). Rozumie się, że przy tak małej wysokości belek rozkład materiału jest niekorzystny. Ustrój ten wymaga zatem więcej materiału niż poprzednie i używany jest w ogóle tylko dla małych rozpiętości, najwyżej do 5 lub 6 m. -

### §. 12. Żelazki poprzeczne.

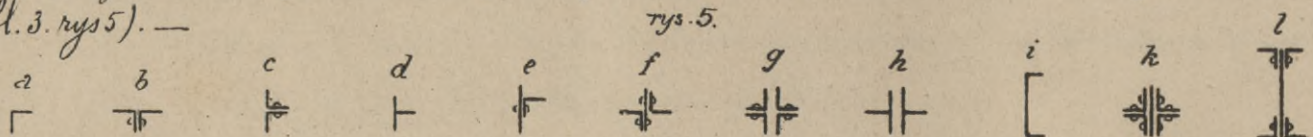
Aby zapobiec odkształceniu obrotowemu (rys. 4) mostu w kierunku prostopadłym do osi mostu, spowodowanemu siłami poziomymi, a więc aby utrzymać pionowo w kierunku belek głównych, urządzamy żelazki poprzeczne czyli pionowe (n. Querversteifung, Querverstrebung, fr. entretaise, traverse, a. cross bracing), których kilka ustroi rozróżniamy.



1) Rozpora (n. Querriegel) jestto pręt łączący dwie belki główne, który używa się tylko przy niskich belkach i małych rozpiętościach. Może to być albo pręt okrągły (n. Stehbolzen) albo pręt złożony z kształtówek.

Pręt okrągły z żelaza okrągłego przechodzi przez rurę z żelaza łanego, zakończoną krusami (n. Bundring), i zakończony jest gwintami (Tabl. 2. rys. 1), albo ten sam pręt ma u obu końców krusy. Ponieważ tutaj tylko szerokość krusy przekładka pochylenia się belek, więc ustroju takiego używać należy tylko dla bardzo małych wysokości do 0,2 m. -

Dla trochę wyższych belek używamy rozporów złożonych z kształtówek, żelaza T, U, które przytwierdzamy do belek głównych za pomocą żelaz i blach kątowych (n. Eckblech) (Tabl. 3. rys. 5). -



Rys. 5. przedstawia rozmaite używane przekroje rozporów. Przekroje rys. 5. a i b. mogą być użyte tylko dla bardzo małych wysokości  $h = 20$  cm., przekroje c, d, e dla  $h = 30$  cm., przekrój f dla  $h = 40$  cm., przekroje g, h, i dla  $h = 50$  cm., przekroje k, l dla  $h = 60$  cm. -

Przekroje złożone łączymy nitami w odstępach około  $a = 20d$ , gdy  $d$  oznacza



średnicę nitu, jeśli potrzeba, z pomocą wstawek. =

Przy mostach francuskich używają często dwu rozpor, tworzących wraz z zębami ramę prostokątną (tabl. 5. rys. 1)

2) Krzyż ukośny (n. Andreaskreuz, Kreuzriegel, fr. croix de Saint-André, sarstoir, a. cross of St. Andrew, saltier-cross). Dla większych rozpiętości niż 6 m. używamy już zwykle krzyży ukośnych lub też żeńników kratowych, o których później pomówimy. Krzyże ukośne składają się z ramy złożonej z kątówek prostokątnych i z przekątni. Pas górny i dolny tej ramy składają się z jednej, a przy większych rozpiętościach, z dwu kątówek, przekątnie zwykle z jednej kątówki, dla większych rozpiętości z zębca J lub z małych kątówek. Potężenie w węzłach uskuteczniamy z pomocą blach węzłowych. Aby te blachy były małe, rozmieszczamy nity dość gęsto  $a \approx 3d$  (tabl. 3. rys. 4a). Dla mniejszych rozpiętości używamy także przekątni z zębca ptaskiego (tabl. 6. rys. 5), albo opuszczamy ramę i dajemy same przekątnie z kątówek, które muszą być w miejscu skrzyżowania potężone. (tabl. 13. rys. 2). =

3) Żeńnik trójkątny (n. Dreieckverstrebung) (tabl. 3. rys. 6.) składa się podobnie z ramy i dwu zastreżów, tworzących z ramami trzy trójkąty. Przy niskich belkach, a większym odstępnie wyzyskujemy wtedy korzystniejsze nachylenie koryzuleców.

4) Żeńnik kratowy dla większych rozpiętości obecnie często używany, składa się z ramy, która tworzą najczęściej pojedyncze kątówki (czasem podwójne) i kraty dwu-kratnej z zębca ptaskiego (tabl. 4. rys. 1.a.)

Obliczenia żeńników poprzecznych podamy dopiero przy mostach kratowych, bo przy małych rozpiętościach, dla których używa się mostów blaszanych, wypadają z obliczenia zawsze wymiary za małe do wykonania. Dlatego nie obliczamy wcale żeńników poprzecznych mostów blaszanych, a wymiary przyjmować możemy wedle mostów wykonanych, o których powyżej wspominaliśmy. =

Wzrost żeńników poprzecznych wraz z kątówkami do przytwierdzenia do belek głównych możemy przyjąć w przybliżeniu

$$g = 23 + 45h \text{ kg/m} \dots \dots \dots 17)$$

jeżeli  $h$  oznacza wysokość belki w metrach. =

Wzrost samych kątówek, służących do przytwierdzenia do belek głównych, wynosi w przybliżeniu 23 kg. =

### §. 13. Progi. =

Trzyny kolejowe układamy na moście na progach drewnianych, i to albo



poprzecznych (n. Querschwelle, f. traverse, a. traverse sleeper) lub też podłużnych (n. Längschwelle f. longrine a. longitudinal-sleeper).

Jeżeli pomost urządząmy górą, to zwykle kwadratowy progi poprzeczne wprost na belki główne (tabl. 1. rys. 5 i 6, tabl. 4. rys. 1), oszczędzamy więc w ten sposób poprzecznicę, podłużnicę i wsporniki dla chodników, któreby były potrzebne przy wycięciu progów podłużnych. Oprócz tego utrzymują progi poprzeczne lepiej szerokość toru, i urządzenie toru jest takie same, jak na szlaku.

Jeżeli jednak pomost znajduje się na pasie dolnym, lub w środku wysokości to wycięcie poprzecznych progów wymaga poprzecznic i podłużnic (tabl. 1. rys. 8), wtedy lepiej jest urządzić gęsto poprzecznicę np. w odstępie około 2 m, a na nich wprost położyci progi podłużne.

Progi poprzeczne dajemy w takich odstępach, jak na szlaku, a więc około 0,9 m. W tym miejscu, gdzie przypada zatknięcie szyn, najlepiej wstawić dodatkowo jeden próg. Jeżeli nie chcemy dawać dodatkowego progów, musimy odstępy progów tak zmniejszyć (0,65 do 0,85 m), aby można urządzić niepodparte zatknięcia szyn.

W Ameryce najczęściej kładą progi bardzo gęsto, w odstępach 0,3 m. od środka do środka, tak że zostają szczeliny tylko 0,1 m. szerokie i można opuścić całkowicie dybling. Podobnego urządzenia użyto na mostach fińskich (tabl. 10. rys. 4), wymaga on jednak więcej materiału.

#### §. 14. Utwierdzenie progów poprzecznych.

Progi poprzeczne wycinamy 1 do 3 cm. w miejscach, gdzie leżą na belkach i przytwierdzamy każdą próg dwiema śrubami o średnicy 18 do 22 mm. (tabl. 3. rys. 5). Na śrubki dla nadzoru lepiej dawać na górze. Z powodu jednak, że łatwo je można ukeracić w tym położeniu, dają niektórzy na śrubki na dole, w każdym razie należy je jednak zabezpieczyć przed rozkręcaniem się.

Pociągnięcie progów z kształtkami i uskuteczniamy za pomocą osobnych kształtek (tabl. 10. rys. 4). Przy pociąganiu progów z belką blaszaną śruby przeciągamy najlepiej przez druznę na nit, którą pozostawiliśmy wolną. Ale ze względu na to jesteśmy zaleźni co do położenia progów od podziatu nitów, więc lepiej przytwierdzić progi śrubami hakowymi (n. Hackenschrauben (tabl. 10. rys. 4), które utrzymują u dołu ostrą krawędź, wrywnąca się w drzewo w celu przeszkodzenia obracaniu się śruby. Przy montażu na Warszawie użyto z obu stron progów haków (tabl. 13. rys. 1), pociągniętych śrubami. Nareszcie używane są także przy kolejach bawarskich podkładki



trójkątne z żelaza łanego z ostrzami, wpijającymi się w drzewo (tabl. 10 rys. 5). -

Dla nitów robimy odpowiednie wydrążenia w dolnej części progów. -

### §. 15. Utworzenie progów podłużnych. -

Progi podłużne musimy zabezpieczyć przeciw przesunięciu i przewrotowi. - Jeżeli progi spoczywają na poprzecznicach, najlepiej dać z jednej strony kątownik równoramienny z przeciągniętą śrubą poziomą. Zamiast tego dają często dwie kątowniki po obu stronach podłużnicy (tabl. 10 rys. 2b). Nie jest to dobry urządzenie, bo gdy próg się zeschnie, nie można wtedy śruby naciągnąć. Aby zabezpieczyć próg przeciw przewrotowi tacyśmy próg z belką żelazną śrubą pionową, którą często dają w środku belki pod szyną (tabl. 10 rys. 6.); lepiej jednak dać tę śrubę na boku wewnątrz toru, aby moment ciągnięcia tej śruby był większy. -

Progi podłużne stykamy na poprzecznicach i podkładamy pod zetknięcie blachę, około 350 mm. długą (tabl. 10. rys. 2a), na tę długość dajemy też i z drugiej strony kątownik. -

Z powodu, że na zetknięciu drzewa z żelazem łatwo powstają rdza, radzi Fuchs używać na każdej poprzecznicy podkładki z blachy cynkowanej (tabl. 14 rys. 1) Dla ochrony belek żelaznych od kropli spadających robi Fuchs nosy przy końcu kątownek. -

Jeżeli progi podłużne spoczywają na podłużnicach, co się często zdarza przy kolejach wtokich, lub na belkach głównych, to tacyśmy je z niemi śrubami zwykłymi lub hakowymi w odstępach 1m. (tabl. 5. rys. 1.) Progi przechodzą ponad poprzecznicami lub przerywa się je przy każdej poprzecznicy. -

### §. 16. Obliczenie progów poprzecznych. -

Jeżeli odstęp środka szyny od krawędzi belki żelaznej nazwiemy  $a$  (rys. 6),

to  $M = Pa$ , więc  $\tau \cdot \frac{1}{2}bh^3 = Pa \cdot \frac{1}{2}$ , a stąd

$$h = \sqrt{\frac{6Pa}{b\tau}} \quad \text{---}$$

Przyjawszy z powodu bezpośredniego drżania szyn i wielkich wstrząśnięć dla drzewa miśkiego  $\tau = 65 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , dla dębowego  $\tau = 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , i dodawszy 2 cm. na za-

cięcia pod szyną, otrzymamy: dla drzewa miśkiego  $h = 0,30 \sqrt{\frac{Pa}{b}} + 2 \text{ cm}$   
 " " dębowego  $h = 0,29 \sqrt{\frac{Pa}{b}} + 2 \text{ cm}$ . } .... 18)

jeżeli  $P$  w kg, a wymiary w cm. -

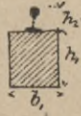


Szerokość  $b$  przyjmujemy 20 do 30 cm, średnio 25 cm. Dla  $b=25$  cm,  $P=7000$  kg.  
 otrzymamy dla  $a =$  5 10 15 20 25 cm  
 drzewo miśkkie  $h =$  14 18 22 25 28 cm  
 „ dębowe  $h =$  13 18 21 24 27 cm.

Pomijaj 18 cm. nie schodzą one jednak z wysokością progów poprzecznych.-

### 3.17. Obliczenie progów podłużnych.-

rys. 7.



Ponieważ szyna leży tu na progu podłużnym, więc moment sił zewnętrznych  $M$  rozdziela się na obie belki, z czego przypada  $M_1$  na próg,  $M_2$  na szynę. Ponieważ obie belki uginają się jednakowo, więc możemy napisać

$$\text{dla szyny } \varepsilon_2 J_2 = M_2 r$$

$$\text{" } \text{prógu } \varepsilon_1 J_1 = M_1 r,$$

gdzie  $r$  oznacza wspólny promień dla linii ugięcia. Przytem jest  $M = M_1 + M_2$ .  
 Z równań tych wynika

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{\varepsilon_1 J_1}{\varepsilon_1 J_1 + \varepsilon_2 J_2} \cdot M \\ M_2 &= \frac{\varepsilon_2 J_2}{\varepsilon_1 J_1 + \varepsilon_2 J_2} \cdot M \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 19)$$

Próg podłużnicy obliczamy więc według momentu  $M_1$ . - Jeśli obie belki mają być wykorzystane, i szyna i próg, to musi być

$$\varepsilon_1 J_1 = M_1 e_1$$

$$\text{i } \dots \dots \dots \varepsilon_2 J_2 = M_2 e_2,$$

a że  $e_1 = \frac{h_1}{2}$ , a  $e_2 = \frac{h_2}{2}$ , więc  $\bar{\varepsilon}_1 = \frac{M_1 h_1}{2 J_1}$ ,  $\bar{\varepsilon}_2 = \frac{M_2 h_2}{2 J_2}$ , zatem

$$\frac{\bar{\varepsilon}_1}{\bar{\varepsilon}_2} = \frac{M_1 h_1 J_2}{M_2 h_2 J_1}, \text{ a że według 19) } \frac{M_1}{M_2} = \frac{\varepsilon_2 J_2}{\varepsilon_1 J_1}, \text{ więc}$$

$$\frac{\bar{\varepsilon}_1}{\bar{\varepsilon}_2} = \frac{\varepsilon_2 h_1}{\varepsilon_1 h_2}, \text{ zatem } \frac{h_1}{h_2} = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} \cdot \frac{\bar{\varepsilon}_1}{\bar{\varepsilon}_2} \dots \dots \dots 20)$$

Jeżeli dla szyny stalowej  $\varepsilon_2 = 1000$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\varepsilon_1 = 2500000$  kg/cm<sup>2</sup>,  
 a dla progów drewnianego  $\varepsilon_2 = 65$  kg/cm<sup>2</sup>,  $\varepsilon_1 = 110000$  kg/cm<sup>2</sup>,

$$\text{to } \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{1000}{65} = 15,4, \quad \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{2500000}{110000} = 22,7$$

$$\text{więc } \frac{h_1}{h_2} = \frac{15,4}{22,7} = 0,68$$

Jeżeli więc  $h_2 = 13$  cm, to powinno być  $h_1 = 19$  cm. - Przy wysokości więc progów 19 cm. byłyby oba materiały wykorzystane; jeśli wysokość jest większa, to  $\varepsilon_2 < 1000$  kg/cm<sup>2</sup>,



szyna więc nie jest dostatecznie wyzyskana. —

Moment  $M$  obliczać należy według teorii belki ciągłej. Dla rozpiętości do 2 m. otrzymamy najw.  $M$ , gdy jeden ciężar znajduje się w jednym przęśle, równy  $0,220 Pl$ ; ciężar własny wywołuje moment dodatni  $0,083 gl^2$ , więc możemy przyjąć

$$M = 0,22 Pl + 0,083 gl^2 \dots \dots \dots 21)$$

Na podstawie równań 19) i 21) możemy obliczyć dla natężenia dopuszczalnego  $\tau_1 = 65$  lub  $70 \text{ kg/cm}^2$  wysokość  $h$ , jeśli przyjmiemy podstawę  $b = 25$  do  $28 \text{ cm}$ . —

Jeżeli progi podtuzine leżą na podtuznicach, to możemy je znacznie niższe zrobić, przy kolejach głównych możemy przyjąć  $h = 16 \text{ cm}$ ,  $b = 25 \text{ cm}$ . —

### §. 18. Bezpośrednie podparcie szyn.

Bezpośredniego podparcia szyn na belkach głównych lub podtuznicach (tab. 2. rys. 2) używa się rzadko z powodu wielkich wstrząśnięć i trudności utwierdzenia. Ustrój ten jednak ma z drugiej strony te zalety, że rozszereżamy progów poprzecznych i mamy mniejszą wysokość ustroju. Używamy go też czasem przy małych mostkach, gdzie chodzi o małą wysokość ustrojów.

Szyny utwierdzamy na belkach zwyczajnie za pomocą podkładek (n. Unterlagsplatte fr. platine, a. bed-plate) (tabl. 13. rys. 10.) i dwu śrubek. Płytki przyciśnięte śrubami, trzymają jednym końcem nóżkę szyny, drugim podkładkę; we środku nie powinny przylegać do podkładki, aby mogły się ugiąć i były nieco sprężyste (tabl. 13. — rys. 12.) —

Dla nadania szynie odpowiedniego pochylenia robimy podkładki o przekroju trapezowym, albo też jeśli szyny spoczywają na podtuznicach, pochylamy podtuznice odpowiednio. —

### §. 19. Podtuzine progi żelazne.

Jeżeli na szlaku przed mostem leżą żelazne podtuzine progi, to na muscie albo używamy progów drewnianych, albo szyny kładziemy prosto na belki, albo nareście przeprowadzamy żelazne progi i przez most, musimy jednakże w takim razie podłożyć pod nie progi drewniane, które jak zwykle przytwierdzamy (tabl. 15. rys. 1.) —

### §. 20. Dylina. —

Aby umożliwić przejście przez most dla służby kolejowej zwykle używamy przy mostach kolejowych dyliny (n. Bedienung) na całej szerokości mostu. Jeżeli progi kładziemy gęsto jeden obok drugiego, możemy wtedy dylinę opuścić, co często spotykamy przy



mostach amerykańskich. —

Jeżeli mamy progi poprzeczne, ktudziemy na nie dyliny, wzdłuż mostu, zostawiając między dylinami odstępy 2 do 3 cm, aby umożliwić odpływ wody. W tym celu scinamy krawędzie dylin (tabl. 4. rys. 1). — Aby nie przybijać każdego dylin z osobna, tworzymy kilka dylin często listwanami, które przybijamy pod spodem, w tafle, które potem w kilku miejscach przytwierdzamy. Aby umożliwić wymianę szynny bez odrywania sąsiedniego dylin, zostawiamy odstęp od szynny do najbliższego dylin 6 cm szeroki. — Jeżeli progi poprzeczne nie sięgają na całą szerokość mostu, to skrajną część dyliny opieramy albo na poprzecznicach, albo na niektórych przedłużonych progach poprzecznych. —

Przy wzywaniu progów podłużnych dajemy zwykle tuki dyle podłużne, które ktudziemy na poprzecznicach wprost (tabl. 10. rys. 3), albo na odpowiednich podkładkach (tabl. 10. rys. 6). —

Jeżeli pod mostem prowadzi droga i nie chcemy dopuścić przeciekania wody, to musimy urządzić szczelną dylinę, dać jej spad poprzeczny i odprowadzić wodę z rynnowaniem. —

Jako obciążenie dylin możemy przyjąć  $160 \text{ kg/m}$ , a wraz z ciężarem własnym  $170 \text{ kg/m} = 1.7 \text{ kg/cm}$ . Jeżeli przyjmiemy dalej  $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ , to, jeżeli  $c$  oznacza grubość, a  $b$  szerokość dylin, a na zrywce dodamy 1 cm,

$$70 \cdot iz \cdot bc^3 = \frac{1.7}{8} \cdot \frac{1}{2} \cdot c, \text{ stąd}$$

$$c = 0,135 \frac{z}{\sqrt{b}} + 1 \text{ cm.} \dots \dots \dots 22)$$

$z$  oznacza przytem rozpiętość dylin, a więc odstęp progów w świetle. Dla  $b = 25 \text{ cm}$ . otrzy-

mamy 
$$c = 0,027 z + 1 \text{ cm} \dots \dots \dots 23)$$

a dla	$z =$	1	2	3 m.
	$c =$	3,7	6,4	9,1 cm.

Przy wyciu progów poprzecznych wystarczą więc 4 centymetrowe dyle. —

### §. 21. Żwirówka.

Najlepszy urządzenie pomostu otrzymamy wtedy, jeśli użyjemy takiej samej na, wierzchni na moście, jak na szlaku, a zatem, jeśli progi czyto podłużne czy poprzeczne umieścimy w żwirówce (n. Schotterbettung). Z powodu wielkiego ciężaru żwiru jestto urządzenie najkosztowniejsze. I tak wazny żwirówka 3,0 m. szeroka, 0,5 m. gruba, około  $2,85 \text{ t/m}$ , a ze wskutek tego i ciężar belek głównych musi być większy, więc ciężar własny mostu jest prawie o 3 t/m większy przy wyciu żwirówki. —



Ale zato oprócz jednostajności nawierzchni na szlaku i mocie ustroj ten przedstawia wiele korzyści. I tak możliwem jest tu przesuniecie toru, zwin zmniejsza turbot przy przejeździe pociągu i niebezpieczeństwo przy wykolejeniu. Dlatego używają często zwinówki przy mostach kolejowych francuskich i angielskich (tabl. 14. rys. 12.), a także i w Niemczech przy mostach na stacji i w mieście, dla małych rozpiętości, gdzie kostka belek głównych są w ogóle niewielkie. W ostatnich czasach postanowily koleje niemieckie państwowe ile możności na wszystkich mostach mniejszych przeprowa, dżić zwinówkę.\*)

Zwin spoczywa w takim razie na pomoście właściwym drewnianym, żelaznym lub kamiennym tak, jak przy mostach drogowych, gdzie ten szeregótowc ustroj podamy.

Aby zmniejszyć ciężar, a wyzyskać korzyści tego ustroju, użyto przy kolei miejskiej w Berlinie zwinówki nie na całą szerokość mostu, lecz urządzono koryta (n. Seitenentrog) (tabl. 14. rys. 5.), wypełnione zwinem, w którym utworzono żelazne progi podłużne. Ale z powodu trudności, jakie się przedstawiają przy kładzeniu i utrzymaniu toru i trudnego odwodnienia nie okazał się ten ustroj praktycznym. —

#### § 22. Podłużnice.

Jako podłużnice (n. Zwischenträger, Nebenträger, secundärer Längsträger, fr. lon., geron., a. secondary girder, cz. vedlejší podélný nosník) używamy najczęściej kostatłówek I i V. Dla nieco większego odstępu poprzecznic (około 3,5 m. przy mostach kolejowych) nie wystarczają już kostatłówek I, musimy więc wtedy użyć belek blaszanych. —

Co do ustroju podłużnic blaszanych stosuje się tu to wszystko, cośmy w II. roz., dziele wogóle o belkach blaszanych mówili. Ściankę dajemy 6 do 8 mm. gruba, state kątowniki i zebra w odstępach 1,0 m. do 1,5 m. gęstwie przy podporach, składające się z pojedynczych kątowników z jednej lub z obu stron przynitowanych. —

#### § 23. Połączenie podłużnic z poprzecznicami. —

Zwykle łączymy podłużnicę ze ścianką poprzecznic, czasem kładziemy ją na poprzecznicę. —

Jeżeli podłużnica jest blaszana, to przytwierdzamy podłużnicę do poprzecznic za pomocą dwu kątowników pionowych, któremi obejmujemy ściankę podłużnicy, a które zarazem tworzą zebro poprzecznic (tabl. 9. rys. 4., tabl. 10. rys. 3.). Zebro to nalerij połączyc z poziomymi kątownikami poprzecznic, przycsem je albo zaginamy, albo aby

\*p. Centralblatt der Bauverwaltung 1890. str. 248.



tego, unikając, w celu wyrównania wysokości dajemy podkładkę szerszą od zebra. Poziome kątowniki podłużnicy najlepiej zagiąć i przedłużyć aż do ścianki poprzecznicy. Francuzi unikają chętnie zaginania kątowników, doprowadzają je więc tylko tak daleko, aby ich nie zaginać (Tabl. 10 rys. 8c.). Czasem używają też zamiast dwu kątowników pionowych tylko jednej nierównoramiennej (Tabl. 13. rys. 5). —

Jeżeli podłużnicę jest kształtówka I, potężenie jest trudniejsze. I tu łapiemy ściankę kształtówki, kątownikami pionowymi, lecz tylko na długość między pasami podłużnicy? (Tabl. 13. rys. 8.). Dla sztywności ścianki poprzecznicy musimy jednak, dać w tym miejscu podkładkę sięgającą od dolnej do górnej kątowniki poprzecznicy, które przytwierdzimy osobno do ścianki tyłu nitami, ile jest nitów wspólnych. Często umieszczamy w takim razie pod podłużnicą, kątownik lub kształtówkę U jako wspornik. —

Czasem urządząmy zebro na całą wysokość poprzecznicy, a pasy kształtówki wyginamy na szerokość zebra. —

Nity albo śruby, które przytwierdzamy podłużnicę do poprzecznicy, obliczamy na ścinanie. Zwykle wypada z obliczenia jednak tak mała ich ilość, że dajemy w praktyce więcej nitów. Nity przechodzące przez ściankę poprzecznicę tworzą dwie sąsiednie podłużnice, które w ten sposób tworzą belkę ciągłą. Ponieważ jednak w belce ciągłej na podporze są największe momenty, więc w górnych nitach powstaje znaczne ciągnięcie, które sprawia że nity się rozchylają, a wskutek tego belka przestaje działać jako ciągła i samo potężenie cierpi na tem. Dlatego dobrze jest w takim razie podparć podłużnicę wprost za pomocą wsporników (n. Console, fr. console, a. console) (Tabl. 13. rys. 9.) albo potworzyć ją na pasie dolnym. Podłużnice obliczamy więc pomimo potężenia nitami jako belki w dwóch punktach podparte. Jako ciągłe belki, obliczamy tylko podłużnice, jeśli są zręcznie ciągłymi, a więc

- a) gdy przechodzą przez poprzecznicę kratowe (Tabl. 7. rys. 1)
- b) jeśli potworzymy podłużnicę na poprzecznicę (Tabl. 13. — rys. 11.), albo:
- c) gdy przytkadkami przechodzącymi przez ściankę poprzecznicę potężymy dwie sąsiednie podłużnice. —

Zetknięcia w podłużnicy urządząmy wtedy w takich miejscach, gdzie moment najmniejszy, a więc w miejscu odległym około  $\frac{1}{3}$  od podpory. Przez urządzenie podłużnicy jako belki ciągłej nie wiele zyskujemy na materiale, unikamy tylko stałego punktu przy potężeniu z poprzecznicą, niebezpiecznego z powodu rozchylania nitów. —







wiada ich rozpiętości.

§ 16 a. Mosty drogowe: . . . . . poprzecznice, podtuznice i składniki pośrednie obliczać należy podług ich rozpiętości. -

§ 25. Poprzecznice.

Poprzecznice (n. Querträger, fr. poutre en traverse, entretoise, pièce du pont, a. cross girder, floor beam, cz. poprzeczny nosnik) spoczywają na belkach głównych i służą do podparcia pomostu wprost lub za pomocą podtuznic. -

Kształtówkę I używamy rzadko jako poprzecznic (tabl. rys ) i to tylko wtedy, jeśli nie ma podtuznic, bo połączenie w takim razie byłoby trudne. Z tego powodu i z powodu małego momentu bezwładności kształtówki jako poprzecznic w małym odstępie. Odstęp belek głównych musi być także małym.

Zwykle robimy poprzecznicę jako belki blaszane (tabl. 10. rys 6., tabl. 9. rys. 2.), czasem jako kratowe (tabl. 7. rys. 1). Co do ustroju belek blaszanych nie mamy prawie nic do dodania. Przy mostach jednotorowych nie potrzebujemy urządzać zatknięcia ścianki. W punktach, gdzie przenoszą się większe siły na poprzecznicę, dajemy zebra. - Jeżeli podtuznice przytwierdzone są do poprzecznic, to kształtówki przytwierdzone dostatecznie strząsa ściankę. Jeżeli zaś podtuznice lub progi leżą na poprzecznicach, wtedy koniecznym jest urządzenie osobnych zębów z wstęg lub kształtówek.

Pasy belek kratowych tworzymy zwykle z dwu kształtówek albo T-ówek, przy większych przekrojach dajemy jeszcze blachę stojącą albo używamy przekroju krzyżowego. Krata równoboczną podwójną tworzymy ze wstęg i kształtówek. Dla mostu jednotorowego jest siła poprzeczna między podtuznicami prawie równa zero, na tej długości możemy więc użyć wstęg dla wszystkich krzyżuleców.

Często poprzecznicę są na obu końcach blaszana, w środku kratowa, bo na podporach działają większe siły poprzeczne i zresztą dla przytwierdzenia poprzecznic potrzebujemy w tym miejscu blachy. -

§ 25. Przytwierdzenie poprzecznic do belek głównych. -

Zwykle przytwierdzamy poprzecznicę do belek głównych za pomocą blach kształtowych (n. Schblech), przy czem rozróżniamy kilka ustrojów.

a.) Blacha łącząca belkę główną z poprzecznicą ma kształt trapezu (tabl. 9. rys. 1) 'Wysokość jej równa się wysokości belki głównej, aby siły przemieści na oba pasy. Blacha kształtowa leży w jednej płaszczyźnie ze ścianką poprzecznicą, z którą łączymy ją za pomocą podwójnych przykadek. Odstęp zatknięcia od belki głównej wynosi zwykle 0,3 do 0,6 m.



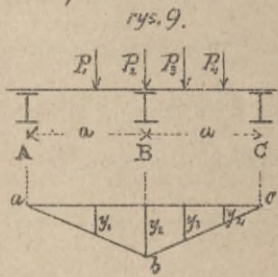
Kątówki poprzecznicę przedłużamy aż do belki głównej. Opisany urząd jest najwięcej używany, czasem jednak

- b) blacha katowa jest trójkątna (tabl. 20. rys. 1) i łączy się za pomocą osobnych kątówek poziomych z pasem głównym poprzecznicę. Łącznica poprzecznicę sięga nieprzerwana aż do belki głównej.
- c) Czasami rągają kątówki wedle kształtu blachy katowej (tabl. 20. rys. 2). Przy małych wysokościach blach katowych, używanych przy mostach blaszanych, stężenie to blachy katowej jest niepotrzebne, a z powodu trudniejszej roboty urząd ten obecnie zanieschamy.

§. 27. Ciśnienie na poprzecznicę.

Podtuzinice mogą być albo belkami pryzmatycznymi w dwóch punktach podpartymi, albo ciągłymi. Wedle tego różni się wyznaczenie ciśnienia na poprzecznicę.

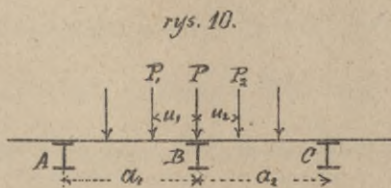
Jeżeli podtuzinice są w dwóch punktach podparte, to otrzymamy znów trójkąt abc (rys. 9) jako linię wpływową, a z tego wynika, że dla najmniekorzystniejszego obciążenia musi stać jedno koto na B, a jeżeli przedziały są równe, obciążenie obu przedziałów ma być, ile możności, równe, \*) mając oba sąrdnie przedziały, być obciążone, a najwiskrze i najgęstsze ciężary znajdować się w pobliżu danej poprzecznicę B.



Znając położenie najmniekorzystniejszego układu ciężarów, możemy z łatwością wyznaczyć wielkość ciśnienia na B.

Jeżeli podtuzinice są belkami ciągłymi, to ciśnienie na poprzecznicę musimy wyznaczyć tu na podstawie teorii belki ciągłej, najlepiej za pomocą linii wpływowych, przyczem najmniekorzystniejsze obciążenie otrzymamy prawie takie samo, jak poprzednio.

Jeżeli podtuzinice będziemy uważać jako belkę ciągłą o nieskończonej ilości równych przedział (dla n=3 do 4 otrzymamy prawie te same wyniki), to (rys. 10) ciśnienie na poprzecznicę B wedle Winklera,



$$C = P + \sum P_i \left(1 - \frac{u_i}{a_i}\right) \left(1 + \frac{u_i}{a_i} - 1,196 \frac{u_i^2}{a_i^2}\right) + \sum P_2 \left(1 - \frac{u_2}{a_2}\right) \left(1 + \frac{u_2}{a_2}\right) \left(1 + \frac{u_2}{a_2} - 1,196 \frac{u_2^2}{a_2^2}\right) \dots \dots \dots 26)$$

Dla poprzecznicę skrajnej jest

$$C_0 = P + \sum P_i \left(1 - \frac{u_i}{a_i}\right) \left(1 - 0,268 \frac{u_i}{a_i} \left(1 + \frac{u_i}{a_i}\right)\right) \dots \dots \dots 27)$$

Ciśnienie C w ten sposób obliczone jest większe o 9 do 15% od ciśnienia w tym wypadku, gdy podtuzinice nie są ciągłe.

Dla mostów drogowych obliczamy ciśnienie C w ten sam sposób, stawiając tylne koto na poprzecznicę i obciążając z tyłu wozu część niżejsta przez wóz sąrdniwego przedziału tłumem

\*) p. Podręcznik Teorii Mostów tom I. str. 35.



26. —  
 ludzi. Otrzymamy wtedy

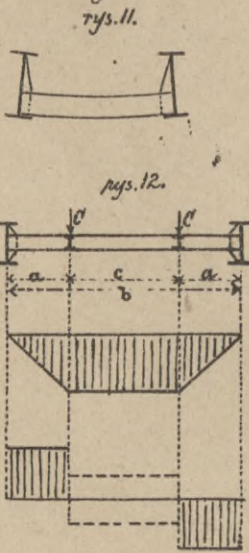
a w metrach	C w tonnach		
	I. klasa	II. klasa	III. klasa
1	3,00	1,50	0,75
2	3,00	1,58	0,82
3	3,10	1,86	1,13

a) więc. dla klasy I.  $C = 2,9 + 0,06 a$   
 " " II.  $C = 1,3 + 0,13 a$   
 " " III.  $C = 0,5 + 0,23 a$  } ..... 28)

przeciem C nie może być mniejsze niż P.

§. 28. Obliczenie sił wewnętrznych poprzecznic.

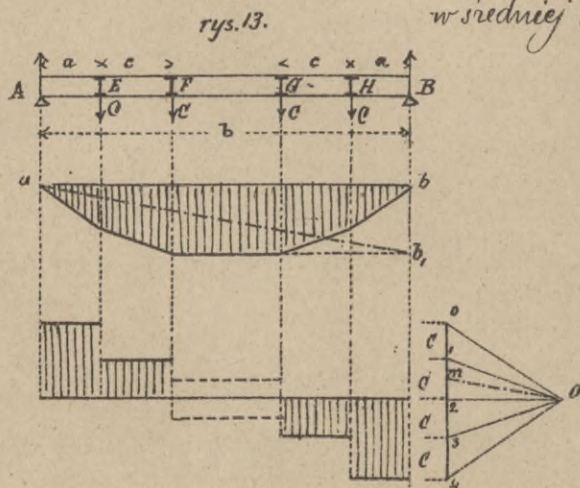
Pomimo przytwierdzenia poprzecznic do belek głównych nie możemy liczyć poprzecznic jako belek poziomo utwierdzonych, bo belki główne nieco się poddają przy ugięciu poprzecznic (rys. 10). Dlatego zawsze obliczamy poprzecznicę jako belki w dwóch punktach podparte.



a. mosty jedno torowe. Dla mostów jedno torowych (rys. 12) otrzymamy:  
 najw  $M = Ca$   
 najw  $Q = C$  } ..... 29)

Między podtorznicami jest teoretycznie  $Q = 0$ , lecz ciężar osi może się nierówno rozdzielić na oba tory. Jeżeli więc przyjmiemy, że na jednym podtorznicę działają siły  $\frac{2}{3}C$ , na drugiej  $\frac{1}{3}C$ , to między podtorznicami:  $Q = \pm \frac{2}{3} \frac{a}{b} C$  ..... 30).

b. mosty dwutorowe. Dla mostu dwutorowego wyznaczaliśmy na rys. 13. wykresy największe momenty i siły poprzeczne, które tu otrzymujemy dla obciążenia obu torów z wyjątkiem najw  $Q$  w środkowej części FG, które otrzymujemy dla obciążenia jednego toru.



Wtedy zamykając jest  $ab$ , kreślimy więc  $O_m H ab$ , i otrzymujemy oddziaływania, a najw  $Q$  w części środkowej FG jest  $2m$ . — Dla obciążenia prawego toru otrzymamy takie samo najw. (+Q).

Dla obciążenia obu torów otrzymamy  $Q = 2C$   
 w części AE  $M = 2Cx$   
 " " EF  $M = 2Cx - C(x-a) = C(x+a)$  ..... 31)  
 " " FG  $M = 2Cx - C(x-a) - C(x-a-c) = C(2a+c)$  .....



Sily poprzeczne: w  $AE$   $Q = 2C$   
 w  $EF$   $Q = C$   
 dla obciążenia prawego toru w  $FG$   $Q = -\frac{2a+c}{3}C$  } ..... 32)

Do tych sił trzeba jeszcze dodać  $M$  i  $Q$  z powodu ciężaru statycznego.

c. mosty drogowe. Wyznaczymy ciśnienie  $C$  jednego szeregu kół według poprzedniego paragrafu, ustawiamy szereg wozów (w przekroju) jeden wózek obok drugiego, wykreślamy linie wplywowe dla sił poprzecznych i momentów\*) i przesuwamy ten szereg wozów tak, aby otrzymać najw.  $Q$  i najw.  $M$ \*\*). Przy tem przesuwaniu musimy jednak uważać, że chociaż zwykle najw.  $Q$  lub najw.  $M$  jest, gdy jeden ciężar stoi na poprzecznicy, to przez cięż czasem musimy cały układ <sup>niesie</sup> „przesunąć”, aby ostatni wózek nie wystawał poza poręcz. Musimy też pamiętać o tem, że jedno kółko wozu nie może się na moście znajdować i że w takim razie, jeśli cały wózek nie może się zmieścić, należy go zupełnie opuścić.

Miejsca niezajęte przez wozy należałoby zapętnić tłumem ludzi, ponieważ jednak rzędne linii wplywowych przy belkach głównych są zwykle bardzo małe, więc uwzględnienie tłumy ludzi w tym wypadku nie jest konieczne. - W przybliżeniu otrzymamy te same najniższe momenty, przyjmując następną ciężar zastępczy  $p$  w  $t/m^2$ .

I. klasa:  $p = 0,05 + \frac{2,04}{a} \frac{t}{m^2}$   
 II. klasa  $p = 0,11 + \frac{1,09}{a} \frac{t}{m^2}$   
 III. klasa  $p = 0,20 + \frac{0,43}{a} \frac{t}{m^2}$  } ..... 33)

§. 29. Wysokość poprzecznic.

Najprzód zachodzi tu pytanie, jaka jest najkorzystniejsza wysokość poprzecznic. Winkler\*\*\*) oblicza tę najkorzystniejszą wysokość  $h$  dla mostów kolejowych jednotorowych i otrzymuje

$h = 0,416 \sqrt{\frac{C(b^2 - c^2)}{2(bk + 4b)}}$  ..... 34)

jeśli  $C$  oznacza ciśnienie na poprzecznicę w  $t$ ,  $b$  odstęp belek głównych,  $c$  odstęp podtwornic w metrach,  $\tau$  napięcie dopuszczalne w  $\frac{t}{cm^2}$ ,  $k$  grubość ścianki w  $mm$ .

Podstawiając  $\tau = 0,65 \frac{t}{cm^2}$ ,  $k = 8 mm$ ,  $c = 1,8 m$ , otrzymamy

$h = 0,2575 \sqrt{\frac{C(b^2 - 3,24)}{2b + 11,5}}$  ..... 35)

Dla  $a = 2$  do  $3 m$ , a  $P = 7 t$ , otrzymamy  $C = 10$  do  $14 t$ . Wstawiając te wartości i  $b = 2,5$  i  $4,3 m$ , otrzymamy  $h$  dla najmniejszej ilości materiału:

$C$	$b = 2,5$	$b = 4,3$
10	0,31	0,71
14	0,38	0,84

\*) p. Podręcznik Terzyci Mostów cz. I. tom I. str. 58 i 61. -

\*\*\*) " " " " " " str. 53. -

\*\*\*\*) p. Winkler Querschnittsdimensionen str. 213 i nast. -



Tam, gdzie używa się poprzecznic, zwykle mato mamy rozporządkowej wysokości tute, że często musimy wysokość  $h$  zmniejszyć. Zwiększy więc dla  $b=4,3$  nieco wartości  $h$ , możemy przyjęc' w przybliżeniu

$$h = b(0,08 + 0,03 c) \dots \dots \dots 36)$$

Dla mostów dwutorowych wypada teoretycznie najkorzystniejsza wysokość

$$h = (0,14 \text{ do } 0,17) b.$$

W praktyce jest ona jednak za wielka do wykonania, możemy więc przyjęc'

$$h = 0,1 b \dots \dots \dots 37)$$

Dla mostów drogowych strajmuje Winkler najkorzystniejsze

$$h = 0,269 b \sqrt{\frac{(g+p)ac}{\tau(ck+8,5)}} \dots \dots \dots 38)$$

gdę  $a$  oznacza odstęp poprzecznic. —

Wstawimy  $\tau = 0,75 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$   $k = 8 \text{ mm}$ ,  $p$  z równania 33), a  $g$  w przecięciu dla klasy I, II i III:

$$0,47 \quad 0,41 \quad 0,35 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

otrzymamy najkorzystniejsze  $h$  dla

	$a=1$		$a=2$		$a=3$	
	$c=1$	2	1	2	1	2
I. klasa	0,122	0,142	0,132	0,156	0,145	0,168
II. klasa	0,100	0,116	0,117	0,135	0,131	0,152
III. klasa	0,076	0,088	0,094	0,110	0,109	0,128
	$b$	$b$	$b$	$b$	$b$	$b$

### §.30. Poprzecznicę dla dwojaków.

Dwojaków używamy tylko wtedy, gdy chodzi nam o mata, wysokości ustrojów, gdyż w ogóle wymagają one więcej materjalu, niż belki zwykłe z powodu mniejszej wysokości i niekorzystniejszego rozmieszczenia materjalu blisko osi obrotowej.

Szyne kładziemy albo na poprzecznicę, które urządzamy w odstępach progów na szlaku, więc około 90 cm, albo też na progi podłużne. —

a) Jeżeli szyna leży wprost na poprzecznicach, to w celu uzyskania normalnego nachylenia ( $\frac{1}{4}$  do  $\frac{1}{20}$ ) dajemy pod szynę podkładki klinowe (tabl. 19. rys. 4) —

b) Progi podłużne spoczywają albo wprost na dobnym pasie belek (np. Kolej Orleańska tabl. 12. rys. 1, tabl. 19. rys. 2), lub na przynitowanych do belki kątowniakach (np. Koleji wiedeńskiej tabl. 20. rys. 4), na których czasem kładziemy blachę, (Kolej Państwowa austriacka z. 11. r. 1.) albo wreszcie na poprzecznicach (tabl. 19. rys. 1 i 3). — Przy kolei aust. Państwowej kątowniki i blacha pozioma tworzą także poprzecznicę, które umieszczamy w odstępach 85 cm. —



Jeżeli progi podłużne spoczywają wprost na pasie dolnym, to na progu w rowku między belkami głównymi łatwo zbiera się woda. Dlatego między progiem podłużnym a ścianką belki należy zostawić odstęp co najmniej 2 do 3 cm, co przy podparciu pro. przecanicami łatwo można uskutecznić. Progi podłużny przytwierdzamy do kątownek lub do poprzecznicy śrubami pionowymi i ściągamy go u góry według przepisowego nachylenia szyny.

Przekrój poprzeczniccy może być rozmaity, składa się z dwu kątownek (rys. 13), z dwu kątownek i ścianki lub czterech kątownek i ścianki.

rys. 13.



W Pruszech użyto jako poprzecznicy kształtówki U (tabl. 18. r. 3), a przy kolei Esseniskiej 2 kątownek dwarazem zgitych ze ścianką (tabl. 14. rys. 6).

— Dawniej używano także poprzecznice z żelaza laneo o przekroju T, lecz naraziło na wielkie wstrząśnienia przedko pękaty. Obecnie w Austrii nie wolno używać żelaza laneo do części niosących. — (Rozps. min. handlu z r. 1887 §. 4. b. Przy żelazie laneo, który to materiał nie powinien tworzyć żadnych głównych części składowych konstrukcji niosącej;...).

Odstęp obu belek głównych od osi do osi wynosi od 250 do 500 mm, najwyżej 600 mm. Dla toru prostego najmniejszy odstęp szyny od belki może być taki, aby zostawał między niemi rowek 67 mm. szeroki a 38 mm. głęboki dla przejścia obręczy koła, przeto należy szynę ustawić w środku między obiema belkami, aby rozdział ciśnienia na obrę belki był równy. Przy mostach w tuku należy uwzględnić jeszcze rozszerzenie toru i stratkę tuku.

Dla zmniejszenia wysokości ustroju zmiramy często szynę tak, aby wierzch głowy był w jednym poziomie z górną częścią belki. Według norm związku kolei niemieckich można szynę jeszcze o 50 mm. niżej ułożyć, w takim razie jednak musi od wewnętrznej krawędzi szyny pozostać wolne miejsce na 150 mm. w kierunku poziomym. — Przy moście w tuku z powodu przechyłki toru wysokości szyny w obu tokach jest różna.

### §. 31. Chodniki zewnętrzne.

Chodniki (n. Fussweg f. trottoir, a. footway), przeznaczone dla pieszych, nie są ściśle rzecz biorąc, potrzebne przy mostach kolejowych, w Ameryce też często je opuszczają. Ponieważ jednak służba kolejowa musi przechodzić przez most, więc u nas zawsze zatrzymujemy na moście taką samą szerokość pomostu, jak na szlaku, oprócz tego często ustawiamy dla bezpieczeństwa poręcz. — Według rozporządzenia min. austr. z r. 1887 mają być poręcze odległe o 2,15 m. od osi toru, jakśmy to już w §. 11. obszerniej wyłożyli.



Jeżeli pomost urządzimy górą lub wgłębioną, to chodniki znajdują się wtedy ze-  
wnątrz belek głównych.

Jeżeli szyny leżą na progach poprzecznych, spoczywających wprost na belkach  
głównych, to zwykle przedłuża się progi o tyle, aby na nich umieścić chodnik (tabl. 3  
rys. 4a, tabl. 4. rys. 1). Często przedłużamy tylko co drugi próg, czasem umniejsza się  
tej wysokości progów przy końcu, co reszta, niepotrzebnie tylko powiększa koszt  
roboty (tabl. 2. rys. 1). — Lewostronnie końce progów trzymamy krawężnikiem (n. *Sammel-  
schwelle*) który przytwierdzamy do progów siatką i na którym w razie potrzeby usta-  
wiamy poręcz.

Jeżeli pomost jest wgłębiony, to dla podparcia chodników musimy urządzić  
wsporniki (n. *Console* fr. *console*, *corbeau*, a. *console*, *corbett*) (tabl. 7. rys. 1). Są one po-  
trzebne także wtedy, gdy szyny podeprzemy dwójakami (tabl. 1. rys. 8).

Ustrój wsporników może być rozmaity.

a) Najprostszym jest wspornik zastrowy (n. *Strebconsole*) (tabl. 7. rys. 1), który się  
składa z prostą poziomego przekroju  $T$  lub z dwu kątówek — i zastrowa, który  
tworzymy z  $T$ -ówki, jednej lub dwu kątówek. Wspornik ten przytwierdzamy do  
belki głównej za pomocą zebra złożonego z dwu kątówek. Do połączenia tych  
wszystkich składników służą blachy wstawne i nitki.

b) Wspornik blaszany (n. *Blechconsole*) składa się z dwu kątówek i ścianki, któ-  
rej krawędź dolna dla stałej pewności jest teoretycznie krzywa, w praktyce jednak  
zwykle prosta (tabl. 8. rys. 3). Przytwierdzamy go także dwiema kątówkami do belki  
głównej. Jeżeli przekrój <sup>ten</sup> nie wystarcza, a więc dla większych rozpiętości wspornika  
przy mostach drogowych, przyjmujemy przekrój I, dając u dołu ścianki kątówki  
proste lub zakrzywione. (tabl. 19. rys. 1).

c) Wspornik kratowy (n. *Gitterconsole*), używany także dla szerokich chodników  
mostów drogowych (tabl. 15. rys. 8), składa się z dwu pasów z kortatówki  $T$  lub kątów-  
wek i kraty zwykle prostokątnej, której słupy są kątówki a ścieżna wstęgi. Pójdzie-  
my o nim mówić przy mostach kratowych.

d) Wspornik z żelaza lanego (n. *gusseiserne Console*) używa się zwłaszcza tam, gdzie  
chodzi o ozdoby architektoniczne wykonanie (tabl. 15. rys. 5). Ponieważ wytrzymałość  
żelaza lanego na ciągnięcie jest mała, więc robimy tylko krótkie wsporniki  
z żelaza lanego. Przekrój takiego wspornika ma kształt  $T$ ,  $U$  lub  $I$ .

Wsporniki należy umieścić w przedłużeniu poprzecznic lub trzcin poprzecznych,



aby belek głównych nie narazić na wygięcie. Dla sterzenia wsporników tyczymy je u góry krawężnikiem drewnianym (tabl. 6 rys. 5), kątówka lub kształtką (tabl. 15 rys. 4), która służy zarazem jako podparcie dyli. Przy mniejszych odstępach wsporników wystarczy do sterzenia sama dyblina (tabl. 7. rys. 1.).

Zamiast na wspornikach opieramy przy mostach blaszanych często chodniki na osobnych belkach podłużnych, które nazywamy belkami chodnikowymi (n. Trottoirträger, Fussweg, träger) (tabl. 5. rys. 1a.). Ciężar belek chodnikowych zależy jest głównie od rozpiętości mostu, ciężar zaś wsporników jest od rozpiętości niezależny, równy wisc, dla mostów małych i wielkich. A zatem wynika z tego, że użycie belek chodnikowych może być wskazane, nie tylko przy małych rozpiętościach z tego powodu, że przytwierdzenie wsporników do niskich belek głównych nie jest wskazane, bo moment wywołany obciążeniem wspornika przy małej wysokości belki głównej wywołuje w niej znaczne natężenia.

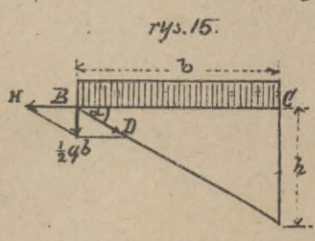
Belki chodnikowe wykonujemy najczęściej jako kształtki z powodu małego ich obciążenia, mogą jednak być także belkami blaszanymi a nawet kratowymi i wtedy służyć zarazem jako poręcz.

Belki te tyczymy poprzecznicami stalowymi, na których leży dyblina. Poprzecznice składowe dają się zwykle z dwóch kątówek.

§. 32. Obliczenie wsporników.

Przy obliczeniu wsporników możemy przyjąć dla mostów kolejowych ciężar tłumy ludzi  $q = 400 \text{ kg/m}^2$ , dla drogowych  $450 \text{ kg/m}^2$ . Oprócz tego uwzględnić trzeba ciężar pomostu i ciężar samych wsporników, jakoteż poręcz. W przybliżeniu możemy przyjąć ciężar dybliny  $100 \text{ kg/m}^2$ , zatem jeżeli  $a$  oznacza odstęp wsporników, otrzymamy dla mostów kolejowych na metr bieżący  $q = 500 a \text{ kg/m}$  ..... 39).

1. Wspornik zastępczy. Jeżeli ciężar jest jednostajnie rozdzielony, to na węzeł B (rys. 15).



działa siła  $\frac{1}{2}qb$  i rozkłada się na siły H i D. Z rysunku wynika:

$$H = \frac{1}{2}qb \text{ dot } \alpha = \frac{1}{2}qb \cdot \frac{b}{h} = \frac{qb^2}{2h} \dots\dots 40)$$

$$D = -\frac{1}{2}qb \text{ docieca } \alpha = -\frac{qb\sqrt{b^2+h^2}}{2h} \dots\dots 41)$$

Pozioma BC pracuje na ciągnięcie, a w razie, gdy na niej spoczywa wprost dyblina, także na zginanie i w takim razie obliczać ją należy wedle wzoru \*)

$$\tau = \frac{H}{A} + \frac{M}{J} \dots\dots 42)$$

gdzie  $\tau$  oznacza natężenie dopuszczalne, A powierzchnię przekroju,  $M = \frac{1}{8}qb^2$  moment sta.

\*) p. Podręcznik Statyki Buntowli str. 160.



tyczny,  $e$  odstęp skrajnego włókna od środka ciężkości,  $J$  moment bezwładności. Najlepiej przy obliczeniu przyjąć przekrój i obliczyć  $\tau$ , potem wedle potrzeby zwiększa się lub zmniejsza przekrój.

Zastresal obliczamy na wyboeczenie według znanych zasad.

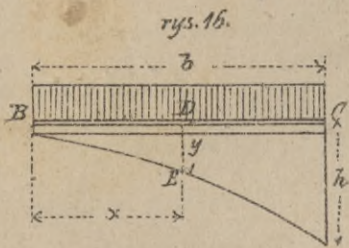
ciężar własny takich wsporników oblicza Winkler w przybliżeniu na m. bieżący mostka

$$g = 32 b^3 \text{ kg/m} \quad (43)$$

a ciężar kątówek potrzebnych do przytwierdzenia wsporników do belek głównych

$$g_1 = 23 k \text{ kg/m} \quad (44)$$

2. Wspornik blaszany (rys. 16) o przekroju T.



Moment dla przekroju DB w odległości  $x$  od B jest

$$M = \frac{1}{2} q x^2, \text{ aże}$$

$$\tau J = M e, \text{ więc}$$

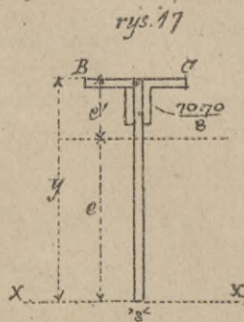
$$\tau J = \frac{1}{2} q x^2 e, \text{ zatem}$$

$$x = \sqrt{\frac{2 \tau J}{q e}} \quad (45)$$

Przyjmujemy kątówki, grubość i wysokość ścianki  $y$ , obliczamy  $J$ , a stąd  $x$ . Wynika, że im więcej w ten sposób dla kłitek  $y$  dotychczas  $x$ , możemy dobrać krawędzie teoretyczną ścianki wykreślić. Przy obliczeniu momentu bezwładności możemy jednak uwzględnić tylko wystającą wysokość ścianki  $\approx 15 g$ , jeżeli  $g$  oznacza grubość ścianki. Gdyby więc wysokość taka nie wystarczała, należałoby  $g$  powiększyć.

Przykład. — Niechaj będzie  $b = 1,1 \text{ m}$ , odstęp wsporników  $a = 2,2 \text{ m}$ ,  $g = 500 \text{ kg/m}^2$ ,

$$\text{to } q = 500 \cdot 2,2 = 1100 \text{ kg/m} = 11 \text{ kg/cm}.$$



Przyjmujemy ścianki gruba  $8 \text{ mm}$  i 2 kątówki  $\frac{70 \cdot 70}{8}$  (rys. 17).

Niech będzie A przekrój wspornika,  $S$  moment statyczny przekroju ze względu na BC,  $J$  moment bezwładności ze względu na BC,  $J = J_1 - A e^2$  moment bezwładności ze względu na środek ciężkości, to dla

$y =$	8	12	16	20	22 cm
$A =$	26,5	29,7	32,9	36,1	37,7 cm <sup>2</sup>
$J =$	69	101	146	203	237 cm <sup>3</sup>
$e' = \frac{S}{A} =$	2,6	3,4	4,4	5,6	6,3 cm
$J_1 =$	322	707	1277	2318	3024 cm <sup>4</sup>
$A e'^2 =$	178	343	637	1129	1492 "
$J =$	144	364	640	1189	1532 "
$e =$	5,4	8,6	11,6	14,4	15,7 cm
$\frac{y}{e} =$	27,2	42,3	55,2	82,6	97,6 cm <sup>3</sup>



Zatwierdźmy teraz  $\tau = 600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , to  $x = \sqrt{\frac{2 \cdot 600}{11} \cdot \frac{y}{6}} = \sqrt{109,1 \frac{y}{6}}$ . Wstawimy wartości otrzymanej:

dla $y =$	8	12	16	20	22 cm.
$x =$	54,5	67,9	77,6	98,0	103 cm.

Ciążar jednego takiego wspornika oblicza Winkler i otrzymuje  $(24+a)b$ , a więc ciężar obustronnych wsporników na m.b. mostu będzie

$$g = \frac{(48+2a)b}{a} \text{ kg/m} \dots \dots \dots 46).$$

Do tego dodać należy ciężar kątówek, służących do przytwierdzenia, który wyznaczyć możemy wedle równania 44).-

Zupełnie w ten sam sposób obliczamy przekrój wsporników blaszanych o przekroju I. -

3. Wspornik z żelaza łanego jest mało używany, wspomniemy więc tylko w krótkości, że dla przekroju o pełnej ścianie obliczamy go, jak w poprzednim ustępie, z tą tylko różnicą, że tu przyjmujemy natężenie dopuszczalne na ciągnięcie  $\tau = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , a na ciśnienie  $\tau' = 700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

Jeżeli wspornik taki składa się z dwóch pasów z wypełnieniem, zastępującem miejsce kraty, to zwykle nie uwzględniając kraty obliczamy tylko przekrój pasów. Jeżeli przekrój jest stały, to dla pasu dolnego parabolicznego otrzymujemy siłę wewnętrzną w pasie górnym  $S_1$  stałą, w dolnym  $S_2$  zmienną z siłą  $\tau$ , więc w podpory największe.

Dla pasów prostych  $S_1$  i  $S_2$  są największe u podpory. Tu przyjmaj  $\tau = 200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $\tau' = 700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ . Ciężar wsporników tych otrzymuje Winkler wraz z kątówkami do przytwierdzenia do belek głównych

$$g = 10 \frac{b^3}{h} + \frac{3+15h}{a} \text{ kg/m} \dots \dots \dots 47).$$

### §. 33. Ciężar belek chodnikowych. -

Belki chodnikowe obliczamy jak zwyczajne belki mostów dla pieszych, nie mamy tu nic do dodania.

Jeżeli belki chodnikowe i poprzecznice zrobimy z kształtówek I, to otrzymamy wedle Winklera

$$g = \frac{14}{6} + \frac{14}{a} + 0,30 l^2 + 0,60 b^2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots 48).$$

Jeżeli belki chodnikowe są blaszane, to  $g = \frac{23}{6} + \frac{14}{a} + 0,26 l^2 + 0,60 b^2 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots 49).$

### §. 34. Poręcze. -

Przy mostach kolejowych umieszczamy poręcze (n. Geländer, fr. garde corps, parapet, a. balustrade, parapet) tylko ze względu na przechodzących przez most strażników i robotników kolejowych. W zwykłych wypadkach możemy się obejść bez poręczy, potrzebnymi się stają one jednak wieczorem lub w nocy, a także w nadzwyczajnych wypadkach, gdy podróżni na szlaku wysiadają z wozów. Widzimy z poprzedniego, że nie są one więc



komicane i rzeczywiście w Ameryce nie ma zwykle poręczy przy mostach kolejowych.)  
W Europie umieszczamy jednak zwykle poręcze, spuszczaamy je tylko czasem przy małych mostkach i wtedy, gdy belki główne znajdują się zewnątrz chodników i wystają ponad pomostem więcej niż 0,5 m. -

Rozporządzenie austr. ministerstwa handlu z r. 1887. §. 5. c. „Poręcze należy umieścić przy wszystkich mostach, które od końca iglicy ostatniej zwrotnicy stacji, przestanku lub miejsca odgatermnia, zaopatrzonych w sygnaty ostrzegowe nie są oddalone więcej niż 800 m, albo też od środka przestanku, w którym pociągi się nie krzyżują i nie zaopatrzonych w sygnaty ostrzegowe nie są oddalone więcej niż 200 m. -

Przy kolejach miejscowych zmniejsza się powyższe odległości i to dla stacji ze sygnalami ostrzegowymi aż do 100 m. poza te sygnaty, dla stacji bez sygnatów ostrzegowych aż do 400 m. poza końcem iglicy ostatniej zwrotnicy, a dla przestanków bez krzyżowania pociągów aż do 100 m, od ich środka mierząc. -

Przy mostach długich nad 20 m. między belkami żwirowymi należy umieścić poręcze bez wyjątku, a gdzie się znajdują skrzydła równoległe, należy je przedłużyć przez te skrzydła. -

Poręcze dla mostów blaszanych robimy zawsze żelazne, ustroj ich jest dla mostów kolejowych zwykle bardzo prosty. W odstępach około 2 m. zwykle umieszczamy słupki (n. Geländerpfosten, fr. poteau, a. post) (tabl. 17 rys. 1, tabl. 16 rys. 1), które łączymy poziomym pasem poręczowym (n. Handleiste) a powstałe stąd prostokąty wypełniamy najczęściej jednym lub dwoma <sup>poziomymi</sup> prętami (tabl. 16. rys. 1 i 2, tabl. 19. rys. 7) lub pionowymi albo też (tabl. 19. r. 5) kratą o mniej lub więcej zawitym wzorze (tabl. 15 rys. 9). -

Słupy mogą być albo z żelaza łanego (tabl. 3 rys. 4), albo też z kutego (tabl. 17 rys. 1 i 2.) Słupy o przekroju najczęściej rurowym przytwierdza się do krawężnika rozszerzoną nóżką i dwiema śrubami 18 do 20 mm. grubości. Należy się jednak starać, aby pod każdym słupem znajdował się próg lub wspornik, przez który przeciągamy śruby (tabl. 3. rys. 4). Odstęp słupów musi być ze względów estetycznych równy, odstępy progów musi się do tego stosować. Przy urzyciu belek chodnikowych łączymy słupy wprost z niemi (tabl. 12. rys. 3).

Słupy z żelaza kutego robimy z żelaza kwadratowego lub najczęściej z kształtówek T, U lub kątówek (tabl. 17. rys. 1 i 2.). Słupy te przytwierdzamy do progów zapomocą śrub albo poziomych (tabl. 19. rys. 8), albo też pionowych, przycosem słupiek zaginamy i przybito, wamą kątówką nóżkę rozszerzamy (tabl. 17. rys. 2), albo też zastępowujemy go podpieramy (tabl. 19. r. 5). Do żelaznych części belki przytwierdzamy słupki albo zapomocą blachy wstęowej (tabl. 19. rys. 9), zapomocą rozszerzonej jak poprzeczni nóżki lub zapomocą kątówek (tabl. 19. rys. 6.).



Jeżeli stopek przytwierdzić mamy do muru, to albo wpuszczamy śruby albo naciśty stupek do muru (tabl. 16. rys. 5.) i zalewamy siarką z piaskiem.

Wysokość poręczy wynosi 0,8 m do 1,2 m. średnio 1 m, licząc od pomostu.

Opasie poręczowym i wypełnieniu mówić będziemy obszerniej przy poręczach mostów drogowych. —

ciężar obu poręczy na m.b. mostu wynosi w przybliżeniu

$$g = 40 \text{ do } 60 \text{ kg/m} \dots \dots \dots 50) \text{ . —}$$

### §. 35. Tężniki poziome. —

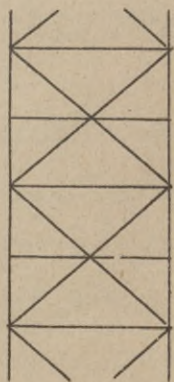
W §. 12. mówiliśmy o tężnikach pionowych, które urządzamy, aby zapobiec odkształceniu obrotowemu mostu w kierunku prostopadłym do osi mostu, spowodowanym przez sity poziome. Jeżeli jednak zanwierzmy odkształcenie belek przez sity poziome w płaszczyźnie poziomej, to urządzenie tężników pionowych sprawi tylko, że te sity wrotzą się równo na wszystkich belki główne.

Aby więc to odkształcenie poziome, a zatem i wywołane nim natężenie zmniejszyć, musimy potęgować belki kratą poziomą czyli tężnikami poziomymi (n. Horizontalverstrebung, Windstreben, f. contreventement, a. horizontal bracing, wind bracing), które razem wraz z pasami belek głównych i rozporami lub poprzecanicami tworzą poziomą belkę kratową. —

Poprzecznice lub rozpory dzielą tę belkę poziomą na przedziały, w których umieszczamy tężniki poziome o ile możliwości pod kątem  $45^\circ$  \*) (tabl. 9. rys. 4, tabl. 8. rys. 4, tabl. 7. rys. 4). Tęgo jednak nie możemy zawsze osiągnąć, gdyby jednak kąt za bardzo różnił się od  $45^\circ$ , gdyby mianowicie przekraczał  $60^\circ$ , to urządzamy tężniki przez dwa przedziały (rys. 18). —

Tężniki robimy z żelaza płaskiego (tabl. 9. rys. 4), okrągłego lub kątownek (tabl. 7. rys. 1).

rys. 18.



Tężniki z żelaza płaskiego, które z powodu, że wiatr może wywierać parcie z obu stron mostu, muszą być rozumni się podwójne, mając tę wadę, że wskutek ciężaru własnego się wyginają i zacierają, działają dopiero wtedy, gdy belka dość znacznie się wygnie. Dla małych długości jednak zwyczajem, gdy jeszcze w środkowych punktach podeprzemy tężnik, łącząc go np. z podtuznicą, możemy użyć także żelaza płaskiego. W Ameryce ogólnie używają żelaza okrągłego, które nadaje się do potężeń przegibnych.

\*) p. Podręcznik Teorii Mostów I. t. 1. str. 95. —

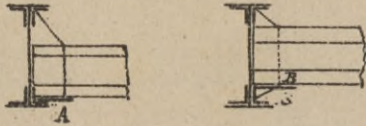


U nas zwykle robimy jednak żerinki poziome z kątownek.

Zwykle używamy kraty podwójnej, jeżeli jednak damy kątowniki, to dla małych rozpiętości możemy też użyć kraty pojedynczej (tabl. 16. rys. 7). Przy kratce podwójnej zwykle jedną kątownik damy z bokiem do góry, drugą z bokiem na doł, aby uniknąć przecięcia się kątownek w środku.

Żerunki przytwierdzamy za pomocą blachy wstęgowej do poprzecznicy lub rozporu i do pasu belki głównej. Jeżeli poprzecznica spoczywa na dołnym pasie belki głównej, to umieszczamy blachę wstęgową w A (rys. 19) i przytwierdzamy ją tak do pasu belki głównej, jak i do poprzecznicy.

rys. 19.



(tabl. 3. rys. 4). Jeżeli zaś poprzecznica leży wyżej, to przytwierdzamy blachę wstęgową w B (rys. 19) tytko do poprzecznicy (tabl. 2. rys. 3, tabl. 4. rys. 1). W pierwszym wypadku blacha wstęgowa jest trapezowa, w drugim trójkątna.

Obliczenia żerunków poziomych podamy dopiero przy mostach kratowych, bo dla małych rozpiętości, dla których używa się belek blaszanych, wypadają z obliczenia wymiary zawsze za małe do wykonania. Nie obliczamy zatem wcale żerunków poziomych mostów blaszanych, lecz przyjmujemy stałe kątowniki np.  $\frac{70 \cdot 70}{8}$ .

Ciążar żerunków poziomych wynosi w przybliżeniu wedle Winklera

$$g = 17 + 1.87 \dots \text{kg/m} \dots \dots \dots 51).$$

### §. 36. Obrócenie w łukach.

Jeżeli most kolejowy leży w łuku, to belki główne musimy w nieco większym odstępie  $b$  (tabl. 20. rys. 5) ułożyć tak, aby wszędzie przekrój wolny przejazdu był zachowany. Strzałka łuku wynosi dla elipsy i mostu  $f = \frac{l^2}{8r}$ , oprócz tego może zająć potrzeba rozszerzenia mostu z powodu przechyłki toru. Z tego powodu ciśnienia obu kół jednej osi nie będą równe, a z powodu niesymetrycznego położenia szyn względem poprzecznic i belek głównych siły zewnętrzne są inne, niż w mostach prostych.

Jeżeli nazwiemy ciężar osi  $2C$ , to w moście prostym jest ciśnienie na szynę  $C$ ; nazwijmy ciśnienia oddzielnie w moście w łuku leżącym  $C_1$  i  $C_2$ , to wskutek siły odśrodkowej  $O = \frac{2Cv^2}{gr}$  powstają oddziaływania pionowe  $dC$ , przy czym  $dC_1 = \frac{2Cv^2}{gr} H$ .

Wskutek przechyłki toru  $h$ , ciężar  $2C$  przesunął się o  $e$  od środka, przy czym  $e = H \tan \alpha = \frac{Hh}{s}$ , więc z tego powodu  $C_1 = \frac{2C(\frac{s}{2} + \frac{Hh}{s})}{s} = C(1 + \frac{2Hh}{s^2})$ . Względnie większy jednak zmniejszone ciśnienie o  $dC$  otrzymamy ostatecznie

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= C \left[ 1 + \frac{2H}{s} \left( \frac{h}{s} - \frac{v^2}{gr} \right) \right] \\ C_2 &= C \left[ 1 - \frac{2H}{s} \left( \frac{h}{s} - \frac{v^2}{gr} \right) \right] \end{aligned} \right\} 52).$$



Przechyłki to przyjmuje się zwykle odpowiednią najmniejszą chyżość  $c$ , więc  $\frac{c^2 s}{gT}$ , albo jeszcze większą. (Pry kolei Państwowej austriackiej wynosi dla kolei głównych  $k = \frac{36}{r}$ , dla miejscowych  $k = \frac{30}{r}$  w m. a najwyżej 15 cm). Jeżeli  $k = \frac{c^2 s}{gT}$ , to dla  $v = c$   $C_1 = C_2 = C$ . Dla pociągów ciężarowych niech będzie  $v = \frac{c}{2}$ , to

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= C \left( 1 + \frac{2H}{s} \frac{3c^2}{4gT} \right) = C \left( 1 + \frac{3Hh}{2s^2} \right) = C(1+k) \\ C_2 &= C \left( 1 - \frac{2H}{s} \frac{3c^2}{4gT} \right) = C \left( 1 - \frac{3Hh}{2s^2} \right) = C(1-k) \end{aligned} \right\} 52).$$

Jeżeli najw  $h = 15 \text{ cm} = 0,15$ ,  $H = 0,9$  s, to najw  $k = \frac{3 \cdot 0,9 \cdot 0,15}{2s^2} = 0,135$ , więc  $C_1 = 1,135C$ ,  $C_2 = 0,865C$ .

Potowienie toru na moście powinno być takie, aby obie belki główne miały równe najw. momenty. Winkler oblicza wielkość  $a_1$  i  $a_2$  dla tego przypuszczenia i dla ciężaru zastępczego\*) i otrzymuje

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2}b + \frac{3Hh}{8s} + \frac{1}{6}f \\ a_2 &= \frac{1}{2}b - \frac{3Hh}{8s} - \frac{1}{6}f \end{aligned} \right\} 53).$$

pryzmem strzałka  $f = \frac{l^2}{8T}$  ..

Jeżeli wstawimy w równ. 53)  $H = 0,9$  s, to otrzymamy

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{1}{2}b + 0,34h + 0,02\frac{l^2}{T} \\ a_2 &= \frac{1}{2}b - 0,34h - 0,02\frac{l^2}{T} \end{aligned} \right\} 54).$$

Pod względem urządzenia podtuznic rozróżniamy dwa wypadki:

I. Podtuznice są symetrycznie rozmieszczone. Zwykle rozmieszczały podtuznice symetrycznie do osi mostu (tabl. 20. rys. 5) ze względu na prostsze wykonanie. Jeżeli zauważymy poprzecznice EF, na której os' toru odchyła się od osi mostu o  $x$ , jeśli dalej nazwiemy  $O_1$  i  $O_2$  ciśnienia na podtuznicach w G i H, to

$$O_1 = \frac{1}{c} \left[ C_1 \left( \frac{c}{2} + x + \frac{c}{2} \right) + C_2 \left( \frac{c}{2} + x - \frac{c}{2} \right) \right] = \frac{1}{c} \left[ (C_1 + C_2) \left( \frac{c}{2} + x \right) + (C_1 - C_2) \frac{c}{2} \right]$$

a ze względu na 52)

$$\left. \begin{aligned} O_1 &= C \left( 1 + \frac{2x + ks}{c} \right) \\ O_2 &= C \left( 1 - \frac{2x + ks}{c} \right) \end{aligned} \right\} 55).$$

Moment w punkcie G poprzecznic otrzymamy wtedy

$$M = \frac{1}{b} \left( O_1 \frac{b+c}{2} + O_2 \frac{b-c}{2} \right) \frac{b-c}{2} = \frac{[(O_1 + O_2)b + (O_1 - O_2)c](b-c)}{4b} = \frac{C}{2b} (b + 2x + ks)(b-c)$$

Podobnie moment w H

$$M' = \frac{C}{2b} (b - 2x - ks)(b-c) \left. \right\} 56).$$

Ponieważ  $x$  zmienia się dla każdej poprzecznic, więc też dla każdej poprzecznic otrzymamy inny najw  $M$ . Przystem należy w równ. 56)  $k$  wprowadzić takie, aby  $M$  i  $M'$  było jak najmniejsze, a więc dla  $M$  dla strony wewnętrznej dla pociągów ciężarowych  $k = 0,135$ , zaś dla strony zewnętrznej dla pociągów lekkich, więc  $k = 0$ . Chcąc urządzić wszystkie poprzecznice jednakowo, musimy dla każdej z nich wykreslić odnośne momenty i obliczyć

\*) Winkler Querconstructionen str. 20.



przekrój według obwiednej momentów (tabl. 20. rys. 6.a). —

II. Podtuzinice są niesymetrycznie umieszczone.

Rzadziej urządzamy podtuzinice niesymetrycznie względem osi mostu w statycznych odstępach od szyn (tabl. 20. rys. 5. linia kreskowana).

Tu otrzymamy ciśnienia na poprzecznicy  $O_1$  i  $O_2$  z równ. 55), jeśli zrobimy  $x=0$ , więc

$$\left. \begin{aligned} O_1 &= C \left(1 + \frac{ks}{c}\right) \\ O_2 &= C \left(1 - \frac{ks}{c}\right) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 57).$$

Ciśnienie na belkę główną  $O_1'$  (rys 20) otrzymamy

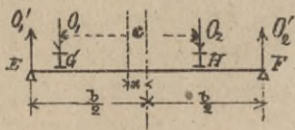
$$O_1' = \frac{1}{b} \left[ O_1 \left(\frac{b}{2} + x + \frac{c}{2}\right) + O_2 \left(\frac{b}{2} + x - \frac{c}{2}\right) \right] = \frac{(O_1 + O_2)(b + 2x) + (O_1 - O_2)c}{2b}$$

rys. 20.

albo po wstawieniu wartości za  $O_1$  i  $O_2$

$$O_1' = \frac{C}{b} (b + 2x + ks)$$

$$a \quad O_2' = \frac{C}{b} (b - 2x - ks)$$



$$\left. \begin{aligned} a) \text{ stąd moment w G. } M_1 &= O_1' \left(\frac{b}{2} - x - \frac{c}{2}\right) = \frac{C}{2b} (b - 2x - c)(b + 2x + ks) \\ a) \text{ moment w H. } M_2 &= O_2' \left(\frac{b}{2} + x - \frac{c}{2}\right) = \frac{C}{2b} (b + 2x - c)(b - 2x - ks) \end{aligned} \right\} 58).$$

Tu zmienia się  $x$  dla każdej poprzecznic i wartość za  $k$  przyjmujemy dla we, wewnętrznej strony dla pociągów ciężarowych, zaś dla zewnętrznej równą zero. Wykresliwszy dla wszystkich poprzecznicy w ten sposób odnośne linie momentów, obliczamy przekrój według obwiednej momentów (tabl. 20. rys 6.b). —

Ustrój I. talwiejszy jest w wykonaniu, za to podtuzinice są rozmaicie naciżone; przy ustroju II. sprawia trudności ukośne potężenie podtuzinicy z poprzecznicami, wymaga on jednak mniej materiału. Przy małych mostach lepiej zatem używać ustroju I. —

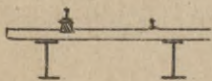
Progi są przy ustroju I. rozmaicie naciżone; obliczamy przekrój według najw.  $M$ , które otrzymamy dla tego progu, gdzie przesunięcie jest największe, we środku mostu lub na podporze. —

Podtuzinice są także rozmaicie naciżone. Zwyczajnie robimy je jednak jednakowe i obliczamy według najw.  $M$  dla największego przesunięcia toru. —

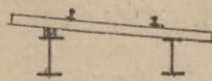
Przechytka. Jak wiadomo urządzamy szynę zewnętrzną w tuku wyżej o przechytek  $h$ . Na moście można tę przechytek w rozmaity sposób osiągnąć:

- a) jeżeli progi poprzeczne leżą wprost na belkach głównych, to albo 1) podkładamy pod zewnętrzną szynę beleczkę podtuziną drewnianą (rys 21) albo też 2) między belkę główną
- a) próg poprzeczny (rys 22) lub 3) podkładkę żelazną (tabl. 23. rys 1. i 3.), lub wreszcie 4) kładziemy zewnętrzną belkę główną wyżej od wewnętrznej. Ustrój 2) używamy

rys. 21.



rys. 22.





często w Austrii ma tę wadę, że siła odśrodkowa stara się tę belkę wywrócić i przesunąć. Przy ustroju B leży lepiej dylina na moście, większa też jest statosi' całego respektu. Ustrój D mało jest używany z powodu niesymetrycznych kształtów poprzecznych.

B) Jeżeli urządzimy poprzecznicę, to zwykle belki główne znajdują się w jednej wysokości. Przechyłkę możemy wywotać pochylem poprzecznicę (tabl. 25. rys 2.), albo też gdy poprzecznicę jest pozioma, przytwierdzamy jedną podłużnicę wyżej od drugiej, przytem podłużnice są albo pochylone (tabl. 25. rys 3.), albo co częściej pionowe (tabl. 22. rys 1) - wreszcie robimy jedną podłużnicę wyżej od drugiej (tabl. 25. rys 13.). -

Jeżeli szynę leżą na podłużnych progach, to albo pochylamy poprzecznicę, albo dajemy tylko pas ich górny pochylony lub też używamy nierównych progów? -

Najprostszemu ustrojowi strzymamy, jeżeli cały most, belki główne z pokładem i pomostem utworzymy ukośnie na ciśnach podporowych, w różnej wysokości osadzonych (tabl. 25. rys 1.). Ustrój ten jest najtańszy i statycznie najlepszy, bo wypadkowa z ciżaru i siły odśrodkowej jest równoległa do belek głównych. Ustroju tego używają, jednak rzadko ze względów estetycznych; gdzie o to nie chodzi, jest to ustrój najlepszy. -

#### §. 37. Mosty ukośne.

Jeżeli os' mostu przecina os' drogi lub rzeki pod kątem ukośnym, wtedy powstaje pewna nieregularność pod względem urządzenia poprzecznic i rozpor. Mosty takie nazywamy ukośnymi (n. schiefe Brücke, fr. pont biais, a. skew-bridge). Mostów ukośnych blaszanych używamy dość często, bo nie przedstawiają znacznych trudności, jak np. mosty ukośne sklepione. Zasada przytem jest, że poprzecznicę i rozporę urządzamy zawsze prostopadle do belek głównych, aby potężenia były wygodne.

Co do zakończenia rozróżniamy kilka przypadków:

1) Jeżeli kąt ukośny bardzo mało różni się od kąta prostego, to możemy wszystkie poprzecznicę lub rozporę ustawić prostopadle, jeśli oba torzyska umieścimy także w linii prostopadłej do belek (tabl. 24. rys. 1. -), a zatem gdy na ukośnych przycołkach ustawimy most prosty. Wskutek tego powiększa się jednak rozpiętość mostu, powiększa, nie to jest przytem tem mniejsze, im mniejszy jest odstęp belek głównych. Przy mostach dwutorowych dla każdego toru robimy osobny most.

2) Przy większym ukośniu wypadłby mur przycołkowy za gruby, wtedy wprowadzamy torzyska równoległe do przycołka, poprzecznicę i rozporę wszystkie prostopadle do osi (tabl. 24. rys. 2.). -

3) Przy większym jeszcze ukośniu musimy potężyci konice belek głównych poprzecznicą,



cami lub rozporami ukośnemi (tabl. 24. rys. 14.), przytem możemy łatwo tak urządzić, aby długość  $CD$  była równą  $DF$ , odstępowi normalnemu poprzecznic. —

4) Jeżeli kąt ukośny jest bardzo mały, (około  $60^\circ$ ), to może się zdarzyć, że chociaż punkty  $A$  i  $B$  jak najwięcej zbliżymy,  $CD$  będzie większe niż normalny odstęp poprzecznic, wtedy musimy jeszcze wstawić jedną lub więcej poprzecznic prostych, padłych krótszych, które opierają się o poprzecznicę ukośną skrajną (tabl. 27. rys. 1). Takich zawitych ustrojów należy jednak unikać.

5) W takich wypadkach lepiej jest opuścić zupełnie poprzecznicę ukośną i podłuznicę wprost oprzeć na murze za pomocą łozysk (tabl. 25. rys. 7).

Ukośną poprzecznicę z belkami głównymi lub podłuznicę z ukośną poprzecznicą można potoczyć w trójaki sposób, albo za pomocą ukośnych kątówek (tabl. 25. rys. 11.), albo za pomocą prostokątnych kątówek i zgięcia ścianki (tabl. 25. rys. 12.) albo za pomocą blach zginanych. —

Wprawdzie pierwszy sposób potoczenia za pomocą ukośnych kątówek jest lepszy, ale wymaga dla każdego kąta ukośny innych kątówek, co jest niewykonalnym. Czasem w tym celu zmienia się nieco kąt ukośny, mając np. w zapasie kątówki ukośne pod kątem  $60^\circ$ . Z powodów powyższych drugi sposób (tabl. 27. rys. 1. —) jest zwykle używany, chociaż potoczenie jest mimośrodowe, więc całe potoczenie narazione jest na skrzywienie. —

Treći naręcio sposób polega na użyciu blach zginanych (tabl. 25. rys. 8, 9, 10), które z jednej strony zginamy dwa razy w celu uniknięcia kąta ostrego. Ponieważ potoczenie takie zawsze jest słabym punktem zesładu, więc lepiej podeprzeć w tym wypadku poprzecznicę bezpośrednio, opierając ją na dolnym pasie lub na wspornikach. —

### §. 38. Zakończenie mostu.

Aby odgraniczyć nasyp lub zwin od mostu, podwyższamy przycołek poza belkami mostowemi, a część tę przycołka nazywamy murzem zamykającym lub zwinowym (n. *Ab-, schlusmauer, Schottermauer*) (tabl. 9. rys. 2), o którym mówiliśmy w innej części wykładów.\*) Między murzem zwinowym a końcem belek głównych należy zostawić wolnych 25 do 50 cm., aby umożliwić belkom przedłużenie się i ułatwić zestawienie. —

Na mur zamykający kładziemy zwykle próg zamykający, zwinowy (n. *Mauerschwellk*), na którym opieramy szyny (tabl. 7. rys. 1. a). Ustrój ten ma jednak wielką wadę, albowiem ostrągienia przenoszą się wtedy wprost na słaby mur zamykający, który niszczy w krótkim czasie. W celu lepszego zachowania go, kładą często pod próg zamykający ciosy. —

\* p. Przycołki i filary kamienne str. 10. —



Lepiej jest nie używać muru zamykającego do podparcia szyny, w takim razie dajemy ostatni próg na samym końcu belki i zakrywamy otwór między murem żwirowym a belką dylem, przylegającym do progu. Następny próg kładziemy w żwirówce jak najdalej (t. 28 rys. 1). Zamiast dyla używać możemy do odgraniczenia żwiru także i muru żwirowego bardzo wąskiego (tabl. 24. rys. 7). Przy moście nad Rhume pod Catlenburg byłby przy tem urządze, niu odstęp progów za wielki, aby go zmniejszyć umieszczono próg ostatni mostowy na wsporniku. (tabl. 24. r. 8). —

Jeżeli szyna spoczywa na progach podłużnych, to próg ten przerywamy przed progiem żwirowym (tabl. 11. rys. 2 i 3), lub łączymy próg podłużny z progiem żwirowym zamkiem zwy, crajnym (tabl. 27. rys. 3). —

Jeżeli most jest ukośny, to możliwe są trzy urządzenia:

1) Próg zamykający jest ukośny, równoległy do przyczołka, położenie progów sąsiednich po obu stronach jego zbliża się coraz bardziej do prostokątnego (tabl. 25. rys. 1), jednak w ten sposób, żeby odstęp progów nigdzie nie był większy od normalnego.

2) Wszystkie progi są prostokątne do osi mostu, progi na przyczołku nie kładziemy wprost na murze, lecz na progu zamykającym (rys. 23) (tabl. 24. rys. 2)

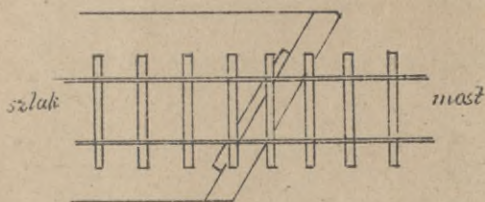
3) Wszystkie progi są ukośne. Tęgo ustroju jednak używa się tylko przy bardzo krótkich mostach, bo ukośne progi muszą być dłuższe i szersze, więc przedstawiają pewne niedogodności. Przy bardzo krótkich mostach da się ten ustrój użyć z korzyścią.

Co do pierwszych dwu ustrojów, to zarzucają ustrojowi drugiemu, że progi niektóre leżą równocześnie na drze,

wie i belce żelaznej lub na żwirze i drzewie, a więc nierównostajnie są podparte, dlatego też ten ustrój rzadko jest używany. Lecz i przy pierwszym ustroju także os' jedna jest nie, jednostajnie podparta, bo jedno koto znajduje się na murze, drugi na belce żelaznej. Przy bardzo ukośnych mostach używamy drugiego, a przy krótkich mostach trzeciego sposobu.

Jeżeli most jest w spadzie, to niższe torysko dajemy state, przy najmniejszym spadzie przytwierdzamy u spodu belki podpórki trójkątne, którą opieramy o mur. (tabl. 25. rys. 3).

rys. 23. —

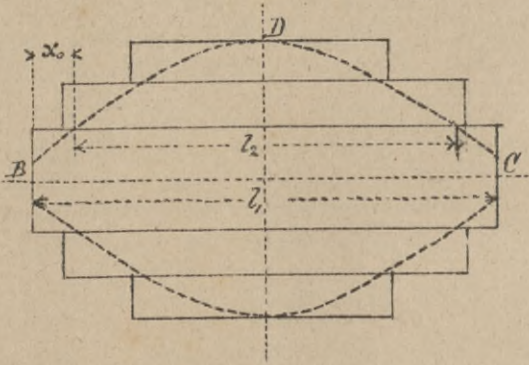




## IV. Ciężar własny.

### §. 39. Ciężar belek głównych. —

rys. 24.



Aby otrzymać wzory, dla ciężaru własnego blaszanych belek głównych, będziemy się starali najpierw wyznaczyć ciężar teoretyczny belki t.j. taki, którybyśmy otrzymali, gdyby wszystkie części belki były tylko tak grube, jak tego teoria wymaga. W belce blaszanej np. teoretycznie musiałaby grubość nakładek zmieniać się ciągle (linia kropkowana rys. 24), gdy w rzeczywistości zmieniać się może tylko stopniowo.

Nity, przykłady, zebra i.t.d. zwiększają jeszcze ciężar teoretyczny. Aby więc otrzymać ciężar rzeczywisty, musimy pomnożyć go pewnym współczynnikiem ustrojowym, zależnym od ustroju belki.

Jeżeli nazwiemy wysokość belki  $h$ , grubość ścianki  $c$ , rozpiętość  $l$ , długość belki  $l_1$ , przekrój 2 kątownek i nakładek jednego pasu w środku belki  $A$ , to objętość teoretyczna =  $V = c'h'l_1 + \frac{4}{3}A_1l_2$ . Objętość rzeczywista więc będzie

$$V = \alpha c'h'l_1 + \frac{4}{3}\beta A_1l_2, \text{ jeżeli } \alpha \text{ i } \beta \text{ są współczynniki ustrojowe. —}$$

Jeżeli przyjmiemy, że belka obciążona jest ciężarem jednostajnie rozłożonym  $q$ , to w dowolnym punkcie moment  $M = \frac{1}{2}qx(l-x)$ , a przekrój obliczymy z równ:  $\tau F = Mc$ .

Wstawiając wartości otrzymamy

$$\tau \left( \frac{1}{2}c'h^3 + 2A\frac{h^2}{4} \right) = \frac{1}{2}qx(l-x)\frac{h}{2}, \text{ a stąd}$$

$$c'h^2 + 6Ah = \frac{3qx(l-x)}{\tau}, \text{ więc}$$

$$A = \frac{qx(l-x)}{2\tau h} - \frac{1}{6}c'h. —$$

$$\text{Dla } x = \frac{1}{2}l \text{ otrzymamy } A_1 = \frac{ql^2}{8\tau h} - \frac{1}{6}c'h = \frac{ql^2}{8\tau h} \left( 1 - \frac{4c'h^2}{3ql^2} \right),$$

dla  $A = 0$  niech będzie  $x = x_0$ , więc

$$0 = \frac{qx_0(l-x_0)}{2\tau h} - \frac{1}{6}c'h, \text{ stąd}$$

$$x_0 = \frac{1}{2}l \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4\tau h^2 c'}{3ql^2}} \right].$$

$$\text{Polej mamy } l_2 = l - 2x_0 = l \sqrt{1 - \frac{4\tau h^2 c'}{3ql^2}} = l \left( 1 - \frac{2c'h^2\tau}{3ql^2} \right) \dots \dots \dots 59).$$



A zatem 
$$V = \alpha c'hl + \frac{4}{3}\beta \frac{ql^2}{8\tau h} \left(1 - \frac{4c'\tau h^2}{3ql^2}\right) \cdot l \left(1 - \frac{2c'h^2}{3ql^2}\right)$$

$$= (\alpha - \frac{1}{3}\beta) c'hl + \frac{1}{6}\beta \frac{ql^3}{\tau h} + \frac{4}{27} \frac{c'\beta\tau h^3}{ql^2}$$
 albo opuszczony ostatni bardzo mały wyraz i przyjmujemy  $\alpha_1 = \alpha - \frac{1}{3}\beta$ ,  $\beta_1 = \frac{1}{6}\beta$

$$V = \alpha_1 c'hl + \beta_1 \frac{ql^3}{\tau h}$$

Stąd otrzymamy ciężar jednej belki blaszanej na m.b.

$$g = \alpha_1 \gamma c'h + \beta_1 \gamma \frac{ql^2}{\tau} = \alpha_2 c'h + \beta_2 \frac{ql^2}{\tau} \dots \frac{kg}{m} \dots \dots \dots 60)$$

jeżeli  $\alpha_2 = \alpha_1 \gamma$  i  $\beta_2 = \beta_1 \gamma$ .

Spółczynniki  $\alpha_2$  i  $\beta_2$  otrzymamy przez porównanie z wykonanymi mostami. -  
 Jeżeli przyjmujemy  $c'$  w mm,  $l$  i  $h$  w metrach,  $\tau$  w  $\frac{kg}{cm^2}$ ,  $q$ , obciążenie jednej belki w  $\frac{kg}{m}$ , to otrzymamy wedle Winklera dla

l	$\alpha_2$ dla mostów		$\beta_2$
	lekko stężonych	silnie	
5	6.67	8.22	0.285
10	6.59	8.18	0.256
15	6.50	8.00	0.252
20	6.41	7.80	0.248

W przybliżeniu otrzymamy więc ciężar  $g$  jednej belki na m.b. wraz z kształtkami do przytwierdzenia poprzecznie dla mostów kolejowych

dla	l =	5	10	15	20 m
mosty lekko stężone	$g =$	146	214	312	441 $\frac{kg}{m}$
" silnie "	$g =$	153	227	329	467 $\frac{kg}{m}$

W przybliżeniu możemy więc średnio napisać dla ciężaru jednej belki blaszanej mostu kolejowego jednokierowego dla kolei żelaznej

$$g = 18l + 50 \dots \dots \dots 61)$$

Podobnie możemy przyjąć ciężar jednej belki blaszanej mostu kolejowego jednokierowego

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla kolei podrażdnej} \quad g = 15l + 42 \frac{kg}{m} \\ \text{dla kolei wąskotorowej o szer. toru 1m} \quad g = 12l + 20 \quad " \\ \text{" " " " 0.75m} \quad g = 16l - 60 \quad " \end{array} \right\} \dots \dots \dots 62)$$

§.40. Ciężar podtuziniec.

1). Jeżeli podtuziniec są kształtkami I, to  $\frac{M}{e} = \frac{7}{e}$ . Z porównania  $\frac{7}{e}$  z ciężarem  $g$  kształtówek na m.b. otrzymujemy w przybliżeniu ciężar jednej podtuzinicy na m.b.



$$g = 23 + 5000 \frac{M}{\tau} \dots \frac{\text{kg}}{\text{m}},$$

jeżeli  $M$  oznacza największy moment w  $\text{tm}$ , a  $\tau$  natężeni dopuszczalne w  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , a że nie, zawsze znajdziemy przekrój teoretyczny, więc dodamy jeszcze 5%, a więc

$$g = 24 + 5250 \frac{M}{\tau} \dots \frac{\text{kg}}{\text{m}} \dots \dots \dots 63).$$

Zamiast dla mostu drogowego ustawiać wozy jednym kotłem, na podtrząsicy według §24. (rys 8), przyjęci możemy jeden tylko układ ciężarów skupionych, zwikszejac je odpowiednio według następniej tabliczki.

Zamiast ciężarów 3t, 1,5t i 0,75t na jedno koto, przyjęci należy dla odstępów  $c$  podtrząsicy

$c =$	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	$m$
I. klasa $C =$	3,00	3,02	3,30	3,75	4,07	4,31	4,83	5,25	5,59	5,87	t
II. " $C =$	1,50	1,52	1,65	1,87	2,25	2,50	2,70	2,70	2,96	3,24	t
III. " $C =$	0,75	0,76	0,83	0,94	1,02	1,07	1,36	1,56	1,78	2,12	t

W przybliżeniu możemy więc przyjąć

$$\left. \begin{aligned} \text{dla drogi I. klasy } C &= 1,7 + 1,7c \text{ t.} \\ \text{" " II. " } C &= 0,7 + 1,0c \text{ t.} \\ \text{" " III. " } C &= 0,1 + 0,7c \text{ t.} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 64)$$

a stąd otrzymamy, jeżeli  $a$  oznacza odstęp poprzecznic,

$$\left. \begin{aligned} \text{dla klasy I. najw. } M &= (0,42 + 0,42c)a \text{ tm}^* \\ \text{" " II. najw. } M &= (0,18 + 0,25c)a \text{ " } \\ \text{" " III. najw. } M &= (0,025 + 0,18c)a \text{ " } \\ \text{" mostów dla pieszych. najw. } M &= 0,05ca^2 \text{ " } \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 65)$$

Wstawiając te wartości w równ. 63) i dodawszy 10% dla ciężaru własnego, przyjmujemy dalej  $\tau = 750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , otrzymamy

$$\left. \begin{aligned} \text{dla drogi I. klasy } g &= 24 + 3,3a(1+c) \frac{\text{kg}}{\text{m}} \\ \text{" " II. " } g &= 24 + (1,5 + 1,9c)a \text{ " } \\ \text{" " III. " } g &= 24 + (0,2 + 1,3c)a \text{ " } \\ \text{dla mostu dla pieszych } g &= 24 + 0,39ac \text{ " } \end{aligned} \right\} \dots 66).$$

Dla mostu kolejowego możemy przyjęci w przybliżeniu, dla ciężaru kota  $C$  ciężar progów, szyn, dybliny i podtrząsicy  $0,03 + 0,045C$   $\text{tm}$ , jako ciężar ruchomy zaś ciężar zastępczy według austr. rozporządzenia ministerjalnego. Dla kolei głównych otrzy., mamy wtedy w przybliżeniu

dla $l =$	1	2	3	4 m
najw $M =$	2,20	4,07	7,69	12,62 tm, a dla $\tau = 650 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ według 66)
$g =$	40	57	86	126 $\frac{\text{kg}}{\text{m}}$

\* p. Podr. Teorii Mostów I. str. 46. równ. 54).



więc w przybliżeniu dla kolei głównych  $g = 31a \text{ kg/m}$   
 Podobnie otrzymamy dla kolei podrzędnych  $g = 13 + 22a \text{ kg/m}$   
 dla kolei wąskotorowych o szer. toru 1m  $g = 6 + 19a$   
 " " " " 0,75m  $g = 14 + 13a$  } ..... 67)

2. Jeżeli jako podtuzinie weźmiemy belek blaszanych, to otrzymamy, wstawiając w równ. 60)  $M = \frac{1}{8}ga^2$  w kgm, ciężar jednej podtuzinicy

$$g = \alpha_2 c' h + 8 \beta_2 \frac{M}{ht}$$

Z porównania z wykonanymi mostami otrzymujemy, nie wliczając ciężaru kół, łówek, służących do potarcenia z poprzecznicą, w przybliżeniu

$$\alpha_2 = 5, \quad \beta_2 = 0,25, \quad \text{więc}$$

$$g = 5c'h + 2 \frac{M}{ht} \dots \dots \dots 68)$$

Najmniejszą  $g$  otrzymamy, jeśli pochodną tej funkcji zrobimy równą zero, więc

$$5c' - \frac{2M}{ht^2} = 0, \quad \text{stad}$$

$$h = \sqrt{\frac{2M}{5c't}}, \quad \dots \dots \dots 69)$$

przy czym  $M$  wstawic' należy w kgm,  $c'$  w mm,  $t$  w  $\text{kg/cm}^2$ ,  
 a zatem dla tej wysokości

$$\text{najmniejsza } g = 2 \sqrt{\frac{10Mc'}{t}} = 6,32 \sqrt{\frac{Mc'}{t}} = 10c'h \dots \dots \dots 70)$$

Wstawmy  $c' = 8 \text{ mm}$  i dodajmy 6% z powodu, że nie zawsze wyjść możemy najkorzystniejszej wysokości, to otrzymamy

$$g = 19 \sqrt{\frac{M}{t}} = 85h \dots \dots \dots 71)$$

Dla mostu drogowego wstawimy teraz momenty według równ. 65), powiększamy je o 10% dla ciężaru własnego, i  $t = 750 \text{ kg/cm}^2$ , a otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla klasy I. } h = 0,167 \sqrt{a(c+1,0)} = 0,147(1+0,36a)(1+0,27c) \\ \text{" " II. } h = 0,129 \sqrt{a(c+0,7)} = 0,103(1+0,36a)(1+0,31c) \\ \text{" " III. } h = 0,107 \sqrt{a(c+0,14)} = 0,052(1+0,44a)(1+0,53c) \end{array} \right\} 72)$$

a ciężar jednej podtuzinicy według 71)

$$\text{dla klasy I. } g = 12,5(1+0,36a)(1+0,27c)$$

$$\text{" " II. } g = 8,8(1+0,36a)(1+0,31c)$$

$$\text{" " III. } g = 4,4(1+0,44a)(1+0,53c)$$

Dla mostów kolejowych przyjmąwszy obciążenie ich jak poprzednio, otrzymamy dla kolei głównych

dla $a =$	1	2	3	4	$m$
najw. $M =$	2,20	4,07	7,69	12,62	tm, średnio $M = 2,3a$ ,



a stąd dla  $\tau = 650 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  i  $c = 8 \text{ mm}$  z równ: 69)

dla kolei głównych  $h = 0,40 \sqrt{a} = 0,26 + 0,15 a \text{ cm.}$   
 Podobnie otrzymamy dla kolei podrzędnych  $h = 0,23 + 0,13 a$  "  
 " " wąskotorowych ( $s = 1 \text{ m}$ )  $h = 0,12 + 0,15 a$  "  
 " " " ( $s = 0,75 \text{ m}$ )  $h = 0,10 + 0,13 a$  " } ..... 74).

Stąd otrzymamy według 71) ciężar jednej podtrznicy

dla kolei głównych  $g = 22 + 12,8 a \text{ kg/m}$   
 " " podrzędnych  $g = 20 + 11 a$  "  
 " " wąskotorowych ( $s = 1 \text{ m}$ )  $g = 10 + 13 a$  "  
 " " " ( $s = 0,75 \text{ m}$ )  $g = 10 + 11 a$  " } ..... 75).

#### § 41. Ciężar poprzecznic.

Nazwijmy  $c'$  grubość ścianki poprzecznic blaszanej, wysokość jej  $h$ ,  $b$  długość poprzecznic,  $\alpha$  i  $\beta$  współczynniki ustrojowe dla ścianki i pasów,  $M$  moment średni,  $G$  ciężar katówek do przytwierdzenia podtrznicy i poprzecznic dla  $h = 1$ , to otrzymamy, podobnie jak w § 39, ciężar jednej poprzecznic

$$G = \alpha \gamma c' h b + 2 \gamma \beta \frac{M b}{h} + \varphi h = \alpha \gamma c' h + \beta \frac{M b}{h} + \varphi h \dots \dots \dots 76)$$

1. Mosty drogowe. Tu możemy przyjąć obciążenie zastępcze, któreśmy obliczyli w § 29. Jeżeli  $q$  oznacza obciążenie zastępcze, to  $M = \frac{2}{3} \cdot \frac{1}{2} a q b^2 = \frac{1}{2} a q b^2$ . Winkler otrzymuje współczynniki ustrojowe  $\alpha_1 = 3,52$ ,  $\beta_1 = 3,05$ ,  $\varphi = 30 \frac{b}{c}$ , jeśli  $c'$  oznaczamy w mm,  $b, h, a, c$  w m,  $\tau$  w  $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ,  $q$  w  $\frac{\text{t}}{\text{m}^2}$ , więc

$$G = 3,52 b c' h + 0,254 \frac{a q b^3}{h} + 30 \frac{b h}{c} \dots \dots \dots 77)$$

Wstawmy teraz  $q = p + g + g_1$ , jeśli  $q$  oznacza ciężar własny poprzecznic a  $g$ , ciężar pomostu i podtrznicy na  $\text{m}^2$ , więc  $a q b = G + a(p + g_1) b$ .

Więc

$$G = \frac{3,52 c' h + 0,254 \frac{a b^2 (g_1 + p)}{h} + 30 \frac{h}{c}}{1 - 0,254 \frac{b^2}{h}} \cdot b$$

Ponieważ mianownik ma średnio wartość 0,977, więc możemy napisać

$$G = [3,6 c' h + 0,26 \frac{a b^2 (g_1 + p)}{h} + 30,7 \frac{h}{c}] \cdot b \dots \dots \dots 78)$$

Najmniejszą  $G$  otrzymamy, robiąc  $\frac{dG}{dh} = 0$ , więc

$$b(3,6 c' - 0,26 \frac{a b^2 (g_1 + p)}{h^2} + \frac{30,7}{c}) = 0, \text{ stąd}$$



$$h = 0,269 b \sqrt{\frac{ac(g+p)}{c(c'+8,5)}} \dots \dots \dots 79)$$

jako już w §29 (wzór 38) podaliśmy —

Ponieważ jednak nie zawsze da się wziąć najkorzystniejszą wysokość pro, przecznicy, więc dodamy jeszcze 10% do ciężaru najmniejszego, jaki otrzymamy po wstawieniu wartości za h z równ. 79) w równ. 78), a otrzymamy

$$G = 2,13 b^2 \sqrt{\frac{a(g+p)(c+c'+8,5)}{c^2}} \dots \dots \dots 80)$$

Wstawmy w przybliżeniu i ze względu na równ. 33)

- dla mostów drogowych I. klasy  $g_1 = 0,47 \frac{t}{m^2}$   $p = \frac{2,04}{a} + 0,05 \frac{t}{m^2}$
- " " " II. klasy  $g_2 = 0,41$   $p = \frac{1,04}{a} + 0,11$
- " " " III. klasy  $g_3 = 0,35$   $p = \frac{0,43}{a} + 0,20$
- " kładek .....  $g_4 = 0,23$   $p = 0,46$

i przyjmijmy  $\tau = 750 \frac{kg}{cm^2} = 0,75 \frac{t}{m^2}$ ,  $c' = 8 mm$ , a otrzymamy, co następuje

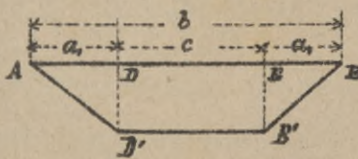
$\alpha$	najkorzystniejsza h								G							
	I. klasa		II. klasa		III. klasa		kładek		I. klasa		II. klasa		III. klasa		kładek	
	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2	c=1	c=2
1	0,122	0,142	0,100	0,116	0,076	0,088	0,063	0,075	16,0	13,8	12,7	10,9	9,89	8,53	8,30	7,15
2	0,132	0,156	0,117	0,135	0,094	0,110	0,089	0,108	17,5	15,1	14,6	12,5	12,4	10,7	11,7	10,1
3	0,145	0,168	0,131	0,152	0,109	0,128	0,111	0,129	19,0	16,3	16,3	14,0	14,4	12,4	14,4	12,4
m	. b								. b <sup>2</sup> kg.							

Mozemy więc w przybliżeniu napisać

- dla mostów drogowych I. klasy  $G = 1,11(a+9,6)(1+\frac{0,35}{c})b^2 kg$
  - " " " II. "  $G = 1,33(a+6,1)(1+\frac{0,35}{c})b^2$
  - " " " III. "  $G = 1,70(a+3,3)(1+\frac{0,35}{c})b^2$
  - " kładek —  $G = 2,30(a+1,68)(1+\frac{0,35}{c})b^2$
- } ..... 81)

Jeżeli nie ma wcale podtrzymic, to możemy przyjąć  $\varphi = 10 b$ , więc zamiast  $\frac{30 bh}{c}$  w 77) trzeba przyjąć  $10 bh$  czyli  $c = 3 m$ , a zatem w równ. 81) przyjąć należy za, miast  $(1+\frac{0,35}{c})$  wartość 1,12.

2. Mosty kolejowe jednotorowe. Według równ. 29) moment w D (rys 25)  $DD' = Ca_1$ ,



jeśli C oznacza ciśnienie na poprzecznicy, więc moment średni  $M = \frac{a_1 C a_1 + c C a_2}{b} = \frac{C a_1 (a_1 + c)}{b} = \frac{C (b^2 - c^2)}{4b}$ .

Spóznymiki ustrojone przyjmują Winkler na podstawie



porównania z wykonanymi mostami  $\alpha = 3,7$ ,  $\beta = 2,5$ ,  $\varphi = 170$ , więc z równ. 76)

$$G = 3,7 bc'h + 2,5 \frac{C(b^2 - c^2)}{4ht} + 170 h, \text{ czyli}$$

$$G = 3,7 (bc' + 4b) h + 2,5 \frac{C(b^2 - c^2)}{4ht} \dots \dots \dots 82)$$

Najmniejszą  $G$  otrzymamy, gdy  $\frac{dG}{dh} = 0$ , więc

$$3,7 (bc' + 4b) - 0,64 \frac{C(b^2 - c^2)}{h^2 t} = 0, \text{ więc, najmniejszą } G \text{ będzie dla}$$

$$h = 0,416 \sqrt{\frac{C(b^2 - c^2)}{bc' + 4b}} \dots \dots \dots 83).$$

Ponieważ nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejszą  $h$ , więc wstawimy  $h$  z równ. 83) w równ. 82), dodajmy jeszcze 6%, a otrzymamy

$$G = 3,26 \sqrt{\frac{C}{bc' + 4b} (b^2 - c^2)} \dots \dots \dots 84).$$

Przyjmijmy dla kolei głównych  $\tau = 0,65 \frac{t}{cm}$ , jako ciężar ruchomy zaś ciężar zastępczy według rozporządzenia ministerjalnego<sup>\*)</sup>, a ciśnienie wskutek ciężaru własnego 0,20 a, to otrzymamy

dla $a =$	1	2	3	4	m
$C =$	7,7	12,7	16,95	20,2	t.

Mozemy więc przyjąć w przybliżeniu

$$C = 3,5 + 4,25 a \dots \dots \dots t, \dots \dots \dots 85)$$

a stąd, przyjmując  $c' = 9 \text{ mm}$ ,  $c = 1,8 \text{ m}$ ,  $\tau = 0,65 \frac{t}{cm}$ ,

$$G = 12,134 \sqrt{(3,5 + 4,25 a)(b^2 - 3,24)(b + 5,1)} \dots \text{ kg} \dots \dots \dots 86)$$

Wstawiając wartości za  $a$  i  $b$  otrzymamy

a	najkorzystniejsza $h$		G	
	b = 3,0	b = 4,5	b = 3,0	b = 4,5
1	0,404	0,638	231	431
2	0,503	0,812	287	537
3	0,585	0,923	334	625
4	0,657	1,037	375	702
m	m	m	kg	kg

Mozemy więc w przybliżeniu napisać

$$\text{dla kolei głównych najk. } h = 0,0335(a + 4)(b - 0,63) \text{ m} \dots \dots \dots 87)$$

$$G = 29(b - 0,83c)(a + 4,3) \text{ kg} \dots \dots \dots 88)$$

Dla kolei podrzędnych jest  $C$  o 20% mniejsze a  $\tau = 0,70 \frac{t}{cm}$ , więc  $h_1 = h \sqrt{\frac{0,80}{1,077}} = 0,862 h$ ,  $G_1 = 0,862 G$ , a zatem  $h_1$  i  $G_1$ , da się obliczyć według tych samych wzorów, jest tylko mniejsze o 14%.

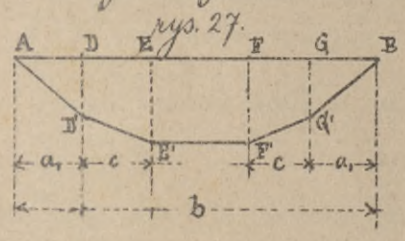
\*) § 3 c. W celu obliczenia poprzecznic pośredniej natęży przyjąć jako ciężar ruchomy potowę całkowitego według skali a) wynikającego obciążenia mostu, którego rozpisanie jest odległe od najbliższej lewej do najbliższej prawej poprzecznicy.



Dla kolei wąskotorowych, możemy przyjąć

$$\left. \begin{aligned} \text{dla } s = 1,0 \text{ m} \quad & \left\{ \begin{aligned} h &= 0,0104(a+12,7)(b-0,15c) \dots \text{m} \\ G &= 7,5(a+13,2)(b-0,64c) \dots \text{kg} \end{aligned} \right\} \quad c = 1,3 \text{ m} \\ \text{dla } s = 0,75 \text{ m} \quad & \left\{ \begin{aligned} h &= 0,040(a+0,78)(b-0,33c) \dots \text{m} \\ G &= 2,8(a+0,82)(b-0,71c) \dots \text{kg} \end{aligned} \right\} \quad c = 1,0 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Mosty kolejowe dwutorowe. Moment średni otrzymamy tutaj



$$M = \frac{a_1 DD' + (DD' + EE')c + EE'(b - 2a_1 - 2c)}{b}$$

a wstawimy wedle 3)  $DD' = 2Ca_1$ ,  $EE' = C(2a_1 + c)$

$$M = \frac{C}{b} [(2a_1 + c)(b - c) - 2a_1^2] \dots$$

Ponieważ  $2a_1 + c + 4 = b$ , więc  $2a_1 = b - c - 4$ . Wstawimy wartości

$$M = \frac{C}{2b} [b^2 - c^2 - 16]$$

też za  $2a_1$ , otrzymamy

Spółczynniki ustrojowe przyjmują Winkler z porównania z mostami wykonanymi  $\alpha_1 = 4,6$ ,  $\beta_1 = 2,0$ ,  $\gamma = 300$ . Otrzymujemy więc z równ. 76)

$$G = 4,6 bc'h + \frac{C(b^2 - c^2 - 16)}{h^2} + 300h$$

czyli

$$G = 4,6(bc' + 65)h + \frac{C(b^2 - c^2 - 16)}{h^2} \dots \dots \dots 89)$$

Najmniejszą  $G$  otrzymamy, gdy  $\frac{dG}{dh} = 0$ , więc

$$4,6(bc' + 65) - \frac{C(b^2 - c^2 - 16)}{h^3} = 0, \text{ więc najmniejszą } G \text{ będzie dla}$$

$$h = 0,466 \sqrt{\frac{C(b^2 - c^2 - 16)}{bc' + 65}} \dots \dots \dots 90)$$

Ponieważ nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejszą  $h$ , więc wstawimy wartość za  $h$  z równ. 90) w równ. 89) dodajemy 10%, a otrzymamy

$$G = 4,72 \sqrt{\frac{C}{bc' + 65}(b^2 - c^2 - 16)} \dots \dots \dots 91)$$

Wstawmy dla kolei głównych  $\tau = 0,65 \frac{\text{t}}{\text{cm}^2}$ , zaś  $C$  jak dla jednotorowego mostu, więc  $C = 3,5 + 4,25a$ ,  $c' = 10$ ,  $c = 1,8 \text{ m}$ , a otrzymamy

a	najkorzystniejsza h			G		
	b = 6	7	8,5	5	7	8,5 m.
1	0,587	0,753	0,954	743	1029	1482
2	0,754	0,967	1,225	955	1322	1904
3	0,871	1,117	1,415	1103	1528	2200
4	0,957	1,220	1,545	1204	1668	2401
	m.			kg.		



Możemy więc w przybliżeniu napisać

$$\text{najkorzystniejsze } h = 0,0236(a + 5,95)(b - 0,985c) \text{ w } \dots \dots \dots 92)$$

$$G = 50(a + 5,7)(b - 1,96c) \dots \text{ kg } \dots \dots \dots 93)$$

4. Mosty kolejowe z dwójakami. Ponieważ ciężar poprzecznic jest tu i ogólnie mały, więc wystarczy tu przybliżone wzory, jakie podaje Winkler. Ciężar po-  
przeznic na m.b. toru wynosi

Koleje główne	$g = 47 + 90 h$	kg/m
" poboczne	$g = 45 + 90 h$	"
" wyskotowowe (s=1m)	$g = 35 + 80 h$	"
" " (s=0,75 m)	$g = 30 + 70 h$	" (h oznacza wysokość w m)

5. Belki blaszane wieloboczne. Jeżeli przyjmiemy  $h_0$  wysokość na podporach po-  
przeznicy mniejszą od  $h$ , wysokości w środku, to w przybliżeniu możemy przyjąć,  
że procento zmniejszenia ciężaru poprzecznic o  $\frac{10h_0}{h} \%$ .

6. Poprzecznice kratowe. Ciężar poprzecznic kratowych wyznaczamy dopiero przy  
mostach kratowych, gdyż poprzecznice kratowe mają się używane przy mostach  
blaszanych. W przybliżeniu możemy przyjąć ten sam ciężar, co poprzecznic blaszanych.

§42. Ciężar przekładu mostów kolejowych.

Ciężar obu podtrzymic na m.b. toru otrzymamy według 75) dla kolei głównej  $62a$ ,  
ogólnie  $\alpha a + \beta$ . Ciężar jednej poprzecznic na jeden tor ogólnie  $(\alpha_1 + \beta_1)(b - \gamma_1)$ , a więc  
ciężar przekładu na m.b. jednego toru

$$g = \alpha a + \beta + (\alpha_1 + \beta_1)(b - \gamma_1) \dots \dots \dots 94)$$

A więc  $g$  będzie najmniejszym, gdy  $\frac{dg}{da} = 0$ , więc

$$a = \sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha}(b - \gamma_1)} \dots \dots \dots 95)$$

$$\text{więc najmn } g = \beta + \beta_1(b - \gamma) + 2\sqrt{\alpha\alpha_1}(b - \gamma) \dots \dots \dots 96)$$

Według poprzedniego jest

Kolej	Podtrzymice				Poprzecznice					
	kratowe		blaszane		jednotorowe			dwutorowe		
	$\alpha$	$\beta$	$\alpha$	$\beta$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\gamma_1$	$\alpha_1$	$\beta_1$	$\gamma_1$
główna	62	0	44	25,6	124,7	29	1,494	142,5	25	3,528
poboczna	44	26	40	22	107,5	25	1,494	-	-	-
wyskotowowa (s=1m)	38	12	20	26	99	7,5	4,83	-	-	-
" (s=0,75 m)	26	28	20	22	89,6	6,4	0,90	-	-	-



Według 95) otrzymamy więc dla podtornic blaszanych i koleji głównej jednotorowej

$$a = \sqrt{\frac{124,7}{2,5b}(b-1,494)}, \text{ więc}$$

dla b =	2,5	3,5	4,6 m
a =	2,21	3,13	3,89 m.

W przybliżeniu możemy więc napisać:  $a = 0,05 + 0,87b$ .

W ten sposób otrzymamy następującą tabliczkę:

	Najkorzystniejsze a		
	podtornice kształtówki	podt. blaszane	
Koleje główne jednotorowe	$0,20 + 0,57b$	$0,05 + 0,87b$	m
" " dwutorowe	-	$0,62b$	"
" podrzędne	$0,05 + 0,60b$	$0,05 + 0,87b$	"
" wąskotorowe (s=1m)	$0,73 + 0,53b$	$0,73 + 0,70b$	"
" " (s=0,75m)	$0,7 + 0,64b$	$0,7 + 0,73b$	"

} ..... 97)

Następnie wstawiając wartości w równanie 96) otrzymamy, pomnożywszy jeszcze dla mostów dwutorowych przez 2 i dodawszy jeszcze do wyrazu  $2\sqrt{\alpha_1(b-y)}$  10% z powodu, że nie zawsze możemy zachować najkorzystniejszego a.

Ciążar pokładu g na m.b. mostu

	podtornice kształtówki	podt. blaszane	kg/m
Koleje główne jednotorowe	$105b - 27$	$79b$	
" " dwutorowe	-	$122b - 40$	"
" podrzędne	$83,5b$	$69b$	"
" wąskotorowe (s=1m)	$54b + 51$	$45b + 60$	"
" " (s=0,75m)	$45b + 55$	$42b + 45$	"

} ..... 98)

§.43. Ciężar całkowity mostu blaszanego kolejowego.

Tu ograniczymy się tylko na zbawianiu ciężaru całkowitego mostów kolejowych, nad mostami drogowymi zastanowimy się później, poznawszy urządzenie ich pomostu.

Nazwijmy ciężar pokładu, pomostu i tzn. wieków na m.b. mostu  $g_0$ , ciężar własny belek głównych  $g_1$ , ciężar ruchomy  $p$ , ciężar zupełny  $q = g_0 + g_1 + p$ , to według 60)

$$g_1 = 2\alpha_2 c h + \frac{\beta_2 l^2}{h^2} (g_0 + p), \text{ więc}$$

$$g_1 = \frac{2\alpha_2 c h + \frac{\beta_2 l^2}{h^2} (g_0 + p)}{1 - \frac{\beta_2 l^2}{h^2}} \text{ kg/m} \dots \dots \dots 99)$$

przyjem liczymy c' w mm, l i h w m,  $\tau$  w  $\text{kg/cm}^2$ ,  $g_0, p$  i  $g_1$  w  $\text{kg/m}$ .



0,0318 l<sup>2</sup> i 0,0657 l<sup>2</sup> średnio 0,25 l i 0,5 l. Otrzymamy więc dla uktadów I-V

$$g = 720 + 18,7 l + 0,25 l^2 - 2,4 l^2 + 58,1 l$$

$$g = 720 + 77 l - 2,4 l^2 = 820 + 43 l \quad \text{kg/m} \dots \dots \dots 105)$$

dla uktadu I o 260 kg. mniej, a dla uktadu VI (dwojaków)

$$g = 650 + 88,5 l - 2,4 l^2 = 690 + 68 l \quad \text{kg/m} \dots \dots \dots 106)$$

ciężar obu belek głównych na m.b. g, otrzymamy, odciągając je od g<sub>0</sub> = a, b, h, więc dla I do V 720 + 72 l, więc

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla dwojaków } g_1 = 100 + 35,8 l \\ g_1 = 38 + 50,4 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 107)$$

b) Koleje podziemne. Jeżeli przyjmujemy, że ciężar ruchomy jest o 20% mniejszy a ciężar pomostu i pokładu około 10%, więc

$$g = 666 + 65,8 l - 2,92 l^2 = 740 + 39 l \quad \text{kg/m} \dots \dots \dots 108)$$

$$\text{a dla dwojaków } g = 652 + 66,0 l - 2,02 l^2 = 730 + 38,5 l$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a } g_1 \text{ dla I-V } g_1 = 74 + 31,8 l \\ \text{dla dwojaków } g_1 = 78 + 20,9 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 109)$$

c) Koleje wąskotorowe. Dla kolei wąskotorowych możemy podobnie napisać

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla szerokości toru 1 m } g = 488 + 55,6 l - 2,13 l^2 = 570 + 26 l \\ g_1 = 82 + 20,5 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 110)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a dla dwojaków } g = 481 + 63,8 l - 2,1 l^2 = 530 + 40 l \\ g_1 = 49 + 26,3 l \end{array} \right\} \text{kg/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla szerokości toru 0,75 m } g = 347 + 44,4 l - 1,65 l^2 = 400 + 23 l \\ g_1 = 53 + 17,5 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 111)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a dla dwojaków } g = 398 + 45,8 l - 1,62 l^2 = 440 + 27 l \\ g_1 = 42 + 11,1 l \end{array} \right\} \text{kg/m}$$

na m.b. toru.)

## V. Pomost mostów drogowych.

### §.44. Uwagi ogólne.

Ustrój pomostu mostów drogowych może być bardzo rozmaity, a wraz z nim zmienia się i ciężar pomostu. Dlatego przy mostach drogowych zawsze trzeba najpierw za projektować i obliczyć pomost, nim przystąpimy do obliczenia belek głównych.

Pomost dzieli się na część nieszącą pomostu, pomost właściwy (n. Brücken, tafel) i część, na którą działają bezpośrednio ciężary, pokrycie pomostu (n. Brücken,



Według 95) otrzymamy więc, dla podtęcznic blaszanych i kolei głównej jednotorowej

$$a = \sqrt{\frac{124,7}{25,5}(b-1,494)} \quad \text{wzr}$$

dla b =	2,5	3,5	4,6 m
a =	2,21	3,13	3,89 m.

W przybliżeniu możemy wzr napisać:  $a = 0,05 + 0,87b$ .

W ten sposób otrzymamy następującą tabliczkę:

Najkorzystniejsze a

	podtęcznice kształtówki	podt. blaszane	
Koleje główne jednotorowe	$0,20 + 0,51b$	$0,05 + 0,87b$	m
" " dwutorowe	-	$0,62b$	"
" podrzędne	$0,05 + 0,60b$	$0,05 + 0,87b$	"
" wąskotorowe (s=1m)	$0,73 + 0,53b$	$0,73 + 0,70b$	"
" " (s=0,75m)	$0,7 + 0,64b$	$0,7 + 0,73b$	"

} ..... 97)

Następnie wstawiając wartości w równaniu 96) otrzymamy, pomnożony jeszcze dla mostów dwutorowych przez 2 i dodawszy jeszcze do wyrazu  $2\sqrt{\alpha_2(b-y)}$  10% z powodu, że nie zawsze możemy zachować najkorzystniejszego a,

Ciżar pokładu g na m.b. mostu

	podtęcznice kształtówki	podt. blaszane	kg/m
Koleje główne jednotorowe	$105b - 27$	$79b$	"
" " dwutorowe	-	$122b - 40$	"
" podrzędne	$83,5b$	$69b$	"
" wąskotorowe (s=1m)	$54b + 51$	$45b + 60$	"
" " (s=0,75m)	$45b + 55$	$42b + 45$	"

} ..... 98)

§. 43. Ciżar całkowity mostu blaszanego kolejowego.

Tu ograniczymy się tylko na zbiciu ciżaru całkowitego mostów kolejowych, nad mostami drogowymi zastanowimy się później, porównawszy ustroj ich pomostu.

Nazwijmy ciżar pokładu, pomostu i tarczów na m.b. mostu  $g_0$ , ciżar wtarny belek głównych  $g_1$ , ciżar ruchomy  $p$ , ciżar zupełny  $q = g_0 + g_1 + p$ , to według 60)

$$g_1 = 2\alpha_2 c'h + \frac{\beta_2 l^2}{h^2} (g_0 + g_1 + p) \quad \text{wzr}$$

$$g_1 = \frac{2\alpha_2 c'h + \frac{\beta_2 l^2}{h^2} (g_0 + p)}{1 - \frac{\beta_2 l^2}{h^2}} \quad \text{kg/m} \quad \dots \dots \dots 99)$$

przyjem liczymy c' w mm, l i h w m,  $\tau$  w  $\text{kg/cm}^2$ ,  $g_0, p$  i  $g_1$  w  $\text{kg/m}$ .



0,0318 l<sup>2</sup> i 0,0657 l<sup>2</sup> średnio 0,25 l i 0,5 l. Otrzymamy więc dla układów I-V

$$g = 720 + 18,7 l + 0,25 l^2 - 2,4 l^2 + 58,1 l$$

$$g = 720 + 77 l - 2,4 l^2 \approx 820 + 43 l \quad \text{kg/m} \dots \dots \dots 105)$$

dla układu I o 250 kg mniej, a dla układu VI (dwojaków)

$$g = 650 + 88,5 l - 2,4 l^2 \approx 690 + 68 l \quad \text{kg/m} \dots \dots \dots 106)$$

licząc obu belek głównych na m.b. g, otrzymamy, odciągając się od  $g_0 = a + b \cdot h$ , więc dla I do V  $720 + 72 l$ , więc

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla dwojaków } g_1 = 100 + 35,8 l \\ g_1 = 38 + 50,4 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 107)$$

b) Koleje podziemne. Jeżeli przyjąć, że ciężar ruchomy jest o 20% mniejszy a ciężar pomostu i pokładu około 10%, więc

$$g = 666 + 65,8 l - 2,92 l^2 \approx 740 + 39 l$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a dla dwojaków } g = 652 + 66,0 l - 2,02 l^2 \approx 730 + 38,5 l \\ g = 740 + 39 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 108)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a } g_1 \text{ dla I-V } g_1 = 74 + 31,8 l \\ \text{dla dwojaków } g_1 = 78 + 20,9 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots \dots 109)$$

c) Koleje wąskotorowe. Dla kolei wąskotorowych możemy podobnie napisać

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla szerokości toru 1 m } g = 488 + 55,6 l - 2,13 l^2 \approx 570 + 26 l \\ g_1 = 82 + 20,5 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots 110)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a dla dwojaków } g = 481 + 63,8 l - 2,1 l^2 \approx 530 + 40 l \\ g_1 = 49 + 26,3 l \end{array} \right\} \text{kg/m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla szerokości toru 0,75 m } g = 347 + 44,4 l - 1,65 l^2 \approx 400 + 23 l \\ g_1 = 53 + 17,5 l \end{array} \right\} \text{kg/m} \dots \dots 111)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a dla dwojaków } g = 398 + 45,8 l - 1,62 l^2 \approx 440 + 27 l \\ g_1 = 42 + 16,1 l \end{array} \right\} \text{kg/m}$$

na m.b. toru.

## V. Pomost mostów drogowych.

### §. 44. Uwagi ogólne.

Ustrój pomostu mostów drogowych może być bardzo rozmaity, a wraz z nim zmienia się i ciężar pomostu. Dlatego przy mostach drogowych zawsze trzeba najpierw za projektować i obliczyć pomost, nim przystąpimy do obliczenia belek głównych.

Pomost dzieli się na część niosącą pomostu, pomost wtasciwyl (n. Brücken-tafel) i część, na którą działają bezpośrednio ciężary, pokrycie pomostu (n. Brücken-)



decke); często jednak jeden zeskład zastępuje obie części pomostu, które wtedy stanowią tylko jedną. —

Oprócz tego rozróżnić musimy pomost drogi i chodników, a w końcu mówić będziemy o zakończeniu mostu poprzecznem i podłużnem i o poręczach. —

§.45. Dylina.

Pokrycie pomostu może być drewniane, kamienne lub żelazne. Jeżeli na pokrycie pomostu używamy drzewa, to składamy zwykle warstwę dyli jeden obok drugiego czyli dylinę lub ściel (n. Bohlenbelag, Brückenstreu. fr. tablier du pont, a. planking of bridge). Pokrycie takie używa się tylko tam, gdzie ruch nie jest wielki, bo kota mieszczą łatwo dylinę. —

Przy mostach bardzo mało uczęszczanych dylina 8 do 16 cm. gruba jest zarazem pomostem właściwym (tabl. 32 rys 1.); przy więcej uczęszczanych daje się dwie warstwy dyli (tabl. 32 rys 2.), wtedy dolna warstwa, dylina dolna (n. Rostbohlen), jest pomostem właściwym, a górna, dylina górna (n. Deckbohlen), 5 do 7 cm. gruba, pokryciem, która potem tylko w razie potrzeby się odnawia.

Dobre jest stronaż, rdzenną dyli obracać ku górze a dyle, na które wprost dała, tąż kota, układać prostopadle do kierunku jazdy, bo wtedy mniej się zużywają. Górne dyle składają się suche jedne przy drugich z wąskimi szwami, w dolnej dylinie zostawia się odstępy 2 do 3 cm dla lepszego odwodnienia. Czasem w tym celu urządza się spadek poprzeczny, wtedy trzeba wszystkie dyle zatkanąć w potowie mostu, aby uniknąć zginania dyli i aby ułatwić zejście dyliny z potowy mostu dla naprawy. Górna dylinę dajemy zwykle z drzewa twardego, dolną z miękkiego, przytwierdzamy ją do podłużnic lub poprzecznic gwoździarni do drewna lub siubami do żelaza (p. § 20 str. 20.).

Co do gatunku drzewa skaraty doświadczenia, robione na moście nad Renem w Kolonii, że drzewo bukowe jest najtrwalsze, trwałem jest też drzewo dębowe, mniej sosnowe, wcale nie trwałe topolowe.

ciężar 1 m<sup>2</sup> mokrej dyliny 5 cm. grubej wynosi

dla drzewa szpilkowego	$g = 9 e$	$\frac{kg}{m^2}$	}	..... 112).
dla drzewa bukowego i dębowego	$g = 10 e$	"		

§.46. Bruk drewniany.

Drugim rodzajem pokrycia drewnianego pomostu jest bruk drewniany



(n. Holzpflaster fr. parage en bois a. wood pavement) (tabl. 32 rys. 3)  
 Ma on wiele zalet, jest lekkim, obciąża więc mało belki, jest sprężysty, więc zmniejsza wstrząśnienia, co korzystnie oddziaływa na belki, wygląda lepiej niż dyflina lub żwirówka. Ujemną stroną bruku drewnianego jest to, że jest drożym i że się prędko a często nierówno zużywa. W liczne szczeliny dostają się też często odchody zwierzęce, pęcznieją też na wilgoć, wskutek czego występują miejscowe wybrzuszenia.

Bruk drewniany składa się z kawałków drewna w kształcie graniastostupa o przekroju kwadratowym rzadziej prostokątnym, 12 do 20 cm. wysokich, t.j. kostek (n. Stöckel), których strona rdzenia leży u góry. Kostki takie, zrobione najlepiej z drewna miśkiego, bo dębowe są za gładkie, uktada się jedną obok drugiej. Podstawę stanowi albo dyflina (tabl. 21. rys. 2a), albo przy pomocy żelaznym warstwa betonu, którą pokrywamy cienką warstwą asfaltu lub też grubszą (5 do 7 cm.) piasku lub popiołu (tabl. 32 rys. 3)

Aby zapobiedz wybrzuszeniu bruku zostawiają czasem szczeliny na 1 cm. między kostkami i wypełniają je piaskiem lub popiołem, jednak krawędzie kostek niszczą się wtedy prędko. Najlepiej jest zapobiedz wnikaniu wody przez nasycenie (n. Impr., Impragnierung) kostek. Najwięcej używane jest zamoczenie przez pół godziny zupełnie suchych kostek w kipiącej smołe lub w asfalcie. W Ameryce używają także do nasycenia kwasu karbolowego, który działano zarazem jako środkiem odrażającym. Nasyczone kostki należy uktadać jak najszerszej.

Według dotychczasowych doświadczeń zużycie bruku drewnianego wynosi na ul. rozszerzonych mostach 3 do 5 m. rocznie.

Ciążar 1 cm. wysokiego bruku drewnianego na  $m^2$  wynosi

$$g = 110 \frac{kg}{m^2} \dots \dots \dots 113).$$

#### § 47. Żwirówka.

Żwirówkę (n. Beschotterung, fr. empierrement a. ballasting, gravelling) urządza się albo na pomście drewnianym lub na żelaznym. Zaletą jej jest jednostajność drogi na moście i na gościńcu i taniość, wady wielki ciężar, który wymaga mocniejszych belek i większe wstrząśnienia niż przy pokryciu drewnianem, co szkodzi, dłużej oddziaływa na belki. Według Winklera przez powiększenie grubości żwirówki o 1 cm. zwiększa się ciężar własny mostu 5 m. szerokiego dla  $l = 20, 50, 80$  m. o 25, 50, 60  $kg/m$ . Oprócz tego gruba żwirówka zatrzymuje długo wilgoć, nie powinna być więc



za grubą, wystarczy mianowicie grubość 10 do 12 cm na kraju a 18 do 20 cm. w środku mostu, więc średnia grubość wynosić powinna około 15 cm. Dla odwodnienia lepsze, go robi się zwykle powierzchnię żwirówki wypukłą, przyczem strzałka wynosi około 0,023. —

Czasem używa się bardzo cienkiej warstwy drobnego żwiru około 4 cm. grubej dla ochrony dyliny od zużycia. Jednak korzyść takiej cienkiej żwirówki jest wątpliwa, części żwiru rozstępują się bowiem pod kołami, które zużywają wprost dylinę. Dlatego lepiej przy dłuższych mostach opuścić żwirówkę zupełnie, przyczem zmniejszy się ciężar własny mostu, a oprócz tego unikniemy tej niedogodności, że dla rewizji peryodycznej dyliny, względnie naprawy trzeba żwir zgartywać, a potem znów rozrzucić, co pociąga za sobą znaczne koszty i przerwę ruchu.

Ciężar jednego m<sup>2</sup> żwirówki 8 cm grubej wynosi w przybliżeniu

$$g = 190 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots 114)$$

#### §. 48. Pokrycie betonowe. —

W nowszych czasach zaczęto używać zamiast żwirówki rozmaitych sztucznych pokryć betonowych, które mają bardzo gładką powierzchnię, mało się zużywają i dobrze wodę odprowadzają. —

Pokrycie asfaltowe (n. Asphaltdecke) daje się na warstwie betonu 20 do 30 cm. w ten sposób, że albo warstwę proszku asfaltowego ubija się do grubości 5 cm, albo też do stopionego w kotle asfaltu dodajemy masę z węgla kamiennych i około 20% czystego, suchego żwiru, nakładamy tę mieszaninę jako warstwę około 25 mm grubą i dajemy na to warstwę drobnego żwiru. W ten sposób utworzone pokrycie niszczy się prędko pod wpływem słońca. —

Trwałszym jest beton asfaltowy (n. Asphaltbeton) t. j. mieszanina asfaltu i żwiru tłuczonego, który się używa w warstwach 12 do 20 cm. grubych. —

Zamiast asfaltu używając też mazi, powstaje wtedy beton maziowy (n. Thierbeton), mieszanina z masą z węgla kamiennych, żwiru i piasku. W Hamburgu dobrze się zachowują pokrycia kilku mostów, które składają się z mieszaniny w takim stosunku: 0,4 m<sup>3</sup> żwiru średniej grubości, 0,06 m<sup>3</sup> piasku, 11 kg. smoty z węgla kamiennego i tyleż mazi. Wszystko to zmieszane jak beton, natrzono na dylinę jako warstwę 12 cm. grubą. Między dylami zostawiano szpary 1 cm. dla lepszego potężnienia. —



Trzebaby co do wykonania powyższych rodzajów pokrycia, należy do budowy dróg.

#### §49. Bruk kamienny.

Bruk kamienny (n. Steinpflaster, pavé en pierre, stone-pavement) przedko się wjywa na mostach blaszanych z powodu wielkiego ciężaru i z powodu niesprężystości, wskutek czego nie zmniejsza on prawie wcale wstrząszeń, które przenoszą się całe na belki żelazne i szkodliwie na nie działają.

Z tych powodów możnaby usprawiedliwić użycie jego tylko w wielkich miastach, gdzie idzie o jednorodność drogi przy bardzo wielkim ruchu lub o względy piękności. —

Bruk kamienny składa się z kostek sześciennych, których bok wynosi 14 do 16 cm, a przy spadku 10 do 12 cm, aby koniom dać więcej punktów zaczepienia. Układzie się je na warstwie 10 do 15 cm grubym piasku, aby wyrównać nierówno wysokie kostki i ułatwić odprowadzenie wody.

Na moście należy bruk bardzo troskliwie układać i pobijać, wybierać kostki równo wysokie, a rzędy kostek ustawiać prostopadle do osi mostu.

Ciężar bruku kamiennego e cm wysokiego wraz z podsypką e, cm grubą, wynosi w przybliżeniu

$$q = 25e + 19e, \quad \text{kg/m}^2 \quad \dots \dots \dots 115)$$

a więc ciężar pokrycia tego wynosi 540 do 685, średnio 600 kg/m<sup>2</sup>. —

#### §50. Rozkład ciśnienia przez pokrycie pomostu. —

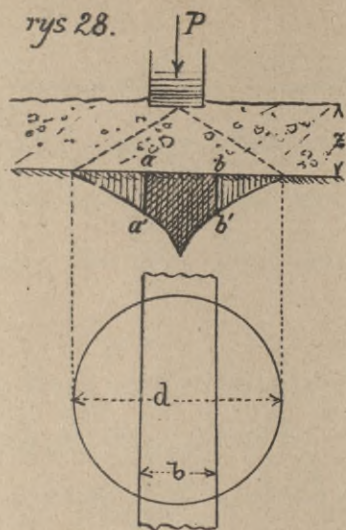
Zachodzi teraz pytanie, jak się ciśnienie przenosi przez pokrycie, pytanie to ważne jest dla obliczenia pomostu właściwego. Przy bruku nie możemy rachować na rozdzielenie się ciśnienia na większą powierzchnię, niż dolna powierzchnia kostki. Przy pokryciu betonowym nie wiemy dokładnie, w jaki sposób ciśnienie się przenosi, musimy się ograniczyć przytem na niektóre wskazówki, tyjące się rozdzielenia ciśnienia przez warstwę żwiru, co do którego znane są nieliczne doświadczenia Fränkla i Kicka.

W r. 1879 robił prof. Kick w Pradze odnośne doświadczenia ze żwirem, które opisał Steiner \*) których wyniki dadzą się wyrazić, jak następuje:

1. Ciśnienie rozdziela się dla zwykłej szerokości obręczy kota = 10 cm. na powierzchnię kota o średnicy trzy razy większej od grubości warstwy żwiru z.
2. Ciśnienie na powierzchni kota nie jest równo rozdzielenie, lecz wrrasta ku

\*) p. Handbuch d. Ingenieurwissenschaften II, t. 2, oddz. VIII, str. 178. —





środkowi koła.

Rysunek 28. przedstawia rozkład ciśnienia na powierzchni. Jeśli ciśnienie w każdym punkcie przedstawia prędką, to końce tych prędkich będą leżeć według doświadczenia w przybliżeniu na powierzchni paraboloidy obrotowej. Na pasek pod, stawy o szerokości  $b$  przenosi się ciśnienie  $C$ , które jest pewną częścią ciśnienia  $P$ , odpowiednią objętości części paraboloidy, ograniczonej płaszczyznami  $aa'$  i  $bb'$ .\*) Na tej podstawie da się obliczyć, że

dla $\frac{b}{z} =$	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,50	2,0	2,5	3,0	} ... 116)
$\frac{C}{P} =$	0,17	0,39	0,54	0,68	0,79	0,87	0,96	0,99	1,0	

Jeśli wartość  $\frac{b}{z}$  uwarci będziemy jako odcinki a  $\frac{C}{P}$  jako prędkie, to wyznaczą nam one krzywą, którą możemy zastąpić trzema prostymi

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla } 1 > \frac{b}{z} > 0 \quad \frac{C}{P} = 0,71 \frac{b}{z} \\ \text{dla } 1,8 > \frac{b}{z} > 1 \quad \frac{C}{P} = 0,41 + 0,3 \frac{b}{z} \\ \text{dla } 3,0 > \frac{b}{z} > 1,8 \quad \frac{C}{P} = 0,874 + 0,042 \frac{b}{z} \end{array} \right\} \dots 117)$$

Ogólnie możemy napisać  $\frac{C}{P} = a + c \frac{b}{z} \dots 118,$

Ponieważ wysokość zwirow  $z$  wynosi 12 do 15 cm, a  $b$  szerokość dyli lub rozrównki od 15 do 30 cm, to zwykle jest  $1,8 > \frac{b}{z} > 1$  i wtedy według 117)  $a = 0,41$ ,  $c = 0,3$ .

Ze względu na spójność zwirow, ciśnienie na pomost będzie jeszcze mniejsze, ale tego już nie uwzględniamy.

### § 51. Dylina?

Pomost wtasciwy może być znowu, albo drewnianym albo żelaznym albo kamiennym.

Drewnianym pomostem wtasciwym jest dylina, która może być zarazem pokryciem pomostu, o czym mówiliśmy już w § 45. Często jednak używamy dyliny jako pomostu wtasciwego, jeśli pokrycie składa się ze zwirowki, bruku drewnianego lub kamiennego.

Dyle leżą albo na belkach drewnianych lub żelaznych. Do drewnianych przy-

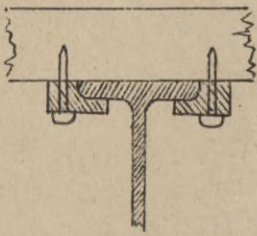
\*) p. artykuł autora: „Rozkład ciśnienia przez warstwę zwirow”. *Zeitschrift des österr. Ing. Arch. Vereins* 1882 str. 283.



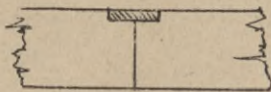
twierdzamy je silnymi gwoździemi, deskalami, do żelaznych zaś śrubami grubo-  
bemi 15 do 18 mm (jak progi według § 14), albo gwoździemi hakowymi i śrubami  
drzewnymi. Na śrubki umieszczamy zawsze na dole, chociaż czasem na śrubki  
poruszają się i spadają, ale gdyby były u góry, toby rdzewiały. Głowki śruby  
wpuszczamy w dyle. -

Jeżeli jest przystęp z dołu, to dobrze jest przytwierdzić dyle listwami (rys. 29.)

rys. 29.

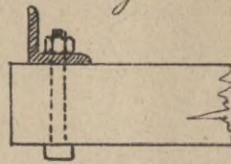


rys. 30.

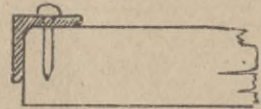


chociaż naprawa zawsze jest trudną. Dobrze jest kilka dyli  
zbić listwą razem w taflę, bo nie trzeba wtedy każdego dyli  
lu przytwierdzać. Aby sobie tego zaoszczędzić, przytrzymuje  
się też dyle wstęgą żelazną 40 mm szeroką a 5 mm. gru-  
bą (rys 30), kątowniką (rys 31.a, b,) lub krawężnikiem (tabl. 32  
rys 1.) i przytwierdza się wtedy tylko niektóre dyle.

rys. 31.a.



rys. 31. b.



Dyliny obliczamy jako belkę, w dwóch punktach podpartą. Jeżeli  $a$  jest odstęp pod-  
pór w świetle,  $e$  grubość dylu,  $P$  ciśnienie kotła, względnie pręż zwinione ciśnie-  
nie kotła,  $\tau$  natężenie dopuszczalne,  $b$  szerokość dylu, to  $\tau \cdot \frac{1}{2} b e^2 = \frac{1}{4} P a \cdot \frac{e}{2}$ , a stąd

$$e = \sqrt{\frac{3Pa}{2b\tau}} \quad \dots \dots \dots (119)$$

Przyjmwszy  $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ ,  $b = 25 \text{ cm}$ , otrzymamy

$$e = 0,0292 \sqrt{Pa} \quad \dots \dots \dots (120)$$

jeżeli  $P$  w  $\text{kg}$ ,  $e$  i  $a$  w  $\text{cm}$ .

Jeżeli np.  $a = 60 \text{ cm}$ , to dla  $P =$  0,75      1,5      3,0 t  
 $e =$  6,1      8,8      12,2 cm.

Jeżeli dylina jest pojedyncza, nieakryta, to dodajemy na zwycię 2 do 4 cm.  
wedle wielkości ruchu.

Jeżeli na dylinie leży jeszcze górna dylina 4 cm gruba, to zwykle nie uwzglę-  
dniamy jej wcale, bo ona zwycięwa się silnie. Winkler radzi przyjmować gru-  
bość dolnej dyliny  $\frac{2}{5}$  mniejszą, niż wypadła z równania (120). Ponieważ  
jednak  $\frac{2}{5}$  jest mniej więcej równe 1 cm, więc uwzględnieniem górnej dyliny  
niewiele zaoszczędzimy.

ciężar mokrej dyliny  $e$  cm. grubej wynosi



dla drewna miękkiego  $g = 9e$   
 " " twardego  $g = 10e$  }  $kg/m^2 \dots\dots\dots 121)$   
 Ciężar siulek i gwoździ wynosi około  $0,04 e kg/m^2$ .

§. 52. Płyty kamienne.

Czasem zamiast dyliny używa się płyt kamiennych (n. Steinplatten), na których spoczywa żwirówka. Pomost z płyt kamiennych jest wprawdzie bardzo prosty, bardzo twardy, ale płyty takie posiadają małą wytrzymałość i są ciężkie. Używai więc można ich chyba tam, gdzie są bardzo tanie i bardzo wytrzymałe, na małą rozpiętość 0,75 do 1m, i to nadają się raczej dla chodników niż pod drogę jezdnię, z powodu małej wytrzymałości na wstrząśnienia.

W moście drogowym nad Isą, pod Gifhorn (tabl. 38 rys. 6.) użyto płyt z piaskowca kwadratowych 12 cm. grubych, bok kwadratu wynosi 1,19 m. Płyty te spoczywają wprost na poprzecznicach i podturnicach.

Aby płyty się nie przesunęły, dobrze jest, aby ścianka poprzecznic nieco wystawała nad kątówkami. Aby zmniejszyć szkodliwy wpływ wstrząśnień, podłożono pod płyty w miejscach podparcia paszki pilśni asfaltowej, nasyczonej gorącą smotą.

Jeżeli płyta jest podparta z dwóch stron, a rozpiętość jej wynosi  $l$ , szerokość  $l_1$ , ciśnienie skupione  $C$ , zmniejszone przez warstwę żwiru (rów. 118),  $g$  ciężar staty na  $m^2$ , a  $e$  grubość płyty, to moment

$$M = \frac{1}{4} Cl + \frac{1}{8} gl_1 l^2$$

Dalej mamy  $\tau I = Me$ , czyli  $\tau \frac{1}{12} l_1 e^3 = \frac{l}{8} (2C + gl_1) \frac{e}{2}$ , a stąd

$$e = \sqrt{\frac{3l}{4l_1 \tau}} (2C + gl_1) \dots\dots\dots 122)$$

Jeżeli płyta jest podparta z czterech stron, to dokładne obliczenie nie jest możliwe. Winkler przyjmuje w przybliżeniu, jeżeli  $l < l_1$ ,

$$e = \sqrt{\frac{9l}{8l_1 \tau}} (2C + gl_1) \frac{l_1^2}{l_1^2 + l^2} \dots\dots\dots 123)$$

Jeżeli płyta jest kwadratowa, to  $l = l_1$ , więc

$$e = \sqrt{\frac{9}{16\tau}} (2C + gl^2) \dots\dots\dots 124)$$

Co do materiału dopuszczalnego  $\tau$  na stamianie, to doświadczenia pobione przez Bauschingera wykazały, że możemy przyjąć dla pewności  $n = 10$ , na

ziemi dopuszczalne  $\tau$  w  $kg/cm^2$

dla miękkiego piaskowca 3



	$\tau$ w $\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
dla dolomitu	5
twardego piaskowca	6
wapienia jurajskiego	7
twardego piaskowca	8
trachytu	12
granitu	17
diorytu	21
tupku tyrczykowego	25

Cieżar płyt kamiennych wynosi wedle Winklera

mniejszych	$g = 0,14 + 0,056 C \quad \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$	} ... 125)
twarszych	$g = 0,20 + 0,082 C \quad "$	

### § 53. Sklepienia.

We Francji bardzo często używają jako pomostu wtłuszczonego sklepień kolebkowych (m. Klappengewölbe, f. berceau à lunettes, a. welshvaukt) nie tylko dla mostów, drogowych ale i kolejowych. Sklepienia te są najczęściej ceglane (tabl. 33. rys. 5.), rzadziej betonowe, a w ostatnich czasach zaczęto używać też sklepień ustroju Moniera (t. 44. rys. 1).

Aby zmniejszyć ciężar sklepienia, używa się także cegieł próżnych. Nad sklepieniem robi się albo nadmurowanie albo pokrywa się warstwą betonu, która najczęściej pokrywa belki żelazne, na których oparte są sklepienia. Na tej warstwie daje się warstwę cementu 2 do 4 cm. grubą, a na tem żwirówkę.

Sklepienia opierają się albo o poprzecznicę, albo też o podłużnicę i belki główne (tabl. 39. rys. 2.). W pierwszym wypadku ostatnie sklepienie musi być oparte także o poprzecznicę, a nie o przyciótek, bo nie możemy tyczyć sklepieniem statęgo przyciótka z ruchomą poprzecznicą; -

Rozpiętość sklepień zmienia się od 0,9 m. do 2,0 m, grubość od 11 do 22 cm, strzałka od  $\frac{1}{20}$  do  $\frac{1}{5}$ , średnio  $\frac{1}{10}$  rozpiętości. Grubość sklepienia d oblicza Winkler jak dla tuku i otrzymuje

$$C = \frac{980 b f d^2}{7(f+2d)} \dots t \dots \dots \dots 126)$$

jeżeli C oznacza ciśnienie w tonnach, b, f, l i d w cm, b szerokość, na którą ciśnienie się rozkłada, f strzałka, d grubość a l rozpiętość sklepienia.

Jeżeli przyjmiemy w przybliżeniu  $b = 0,5 \text{ m}$ ,  $f = \frac{1}{10} l$ ,

./.



to dla	$d =$	0,10	0,15	0,20	0,25 m
$l = 1,0$	$C =$	1,7	2,9	4,2	t
$l = 1,5$	$C =$	1,5	2,6	3,8	"
$l = 2,0$	$C =$	1,3	2,3	3,4	"

Widzimy więc, że dla II i III klasy drogi wystarczy grubość sklepienia około 10 cm, dla I. klasy 20 cm.

Wedle Steinera możemy obliczyć natężenie w sklepieniu w następujący sposób. Przy ptaskim sklepieniu parabolicznym strzymamy największy moment dodatni w punkcie zaczepienia siły  $M = 0,0860 Pl$  \*) Z powodu rozkładu ciśnienia przez żwir zmniejsza się ten moment znacznie tak, że możemy przyjąć  $M = 0,22 Pl$ . Przystem powstaje parcie poziome  $H_1 = 0,086 P \frac{l}{h}$ , a z powodu ciężaru własnego na szerokość paska  $b$  .....  $H_2 = 0,125 \frac{gbl}{h}$

Wtedy natężenie w przekroju o szerokości  $b$ , a grubości  $d$  będzie

$$\tau = \frac{H_1 + H_2}{bd} + \frac{6M}{bd^2} \dots \dots \dots 127)$$

Szerokość  $b$ , na którą się ciśnienie rozkłada, możemy przyjąć 32, najwyżej 0,5 m. Jako ciężar własny możemy przyjąć w przybliżeniu wedle Winklera

$$g = 80 + 80P + 40Pl \text{ kg/m}^2 \dots \dots \dots 128)$$

przyjem  $P$  oznacza ciśnienie kota w t,  $l$  rozpiętość sklepienia w m.

Przy więksim ciężet próżnych należy przyjąć grubość  $d$  większą około 60%, ciężar zaś przy wielkiem  $P$  taki sam, przy mniejszych ciśnieniach około 25% mniejszy.

### 5.54. Płyty z żelaza laneo.

Płyt z żelaza laneo (n. Gusseisenplatten) używano dawniej bardzo często, zwłaszcza przy mostach angielskich. Płytom bowiem tym można nadać kształt najkorzystniejszy, wskutek tego wymagają niewiele materiału. Sam jednak materiał jest zanadto kruchy, co jest tem barwniej ujemną stroną tych płyt, że znaczne wstrząśnienia nie dadzą się tu uniknąć. Aby je ile możności zmniejszyć, potrzeba użyć wielkiej masy sypkiej, która znów powiększa znacznie ciężar pomostu. W Niemczech mało używają z tego powodu płyt z żelaza laneo.

Zwykle płyty są prostokątne i leżą na dwu lub czterech krawędziach podparte. W tym ostatnim wypadku płyty mogą być cieńsze, ale muszą dobrze przystawać z wszystkich czterech stron do podpory, co nie łatwo da się osiągnąć i wymaga więcej.

\*) p. rozp. aut.: „Analytische Ornacrenie linij wplywowych dla łuku parabolicznego dwu i berprzegubowego.” Warsz. 1883. str. 8. —



belki podpierających. Dlatego najczęściej płyty te są podparte z dwu stron. Rozpiętość ich wynosi 0,5 m. do 2 m, zwykle 0,75 m.

Dla zwiększenia wytrzymałości robimy płyty z żebrami, do góry zwróconymi (z. 39 r. 11. dla otrzymania równego pomostu korzystniejszym by było urządzenie żeber u dołu. Czasem dajemy żebra i u góry i u dołu.

Płyty pokrywamy warstwą betonu, żwiru lub piasku. Powinniśmy unikać umieszczenia bezpośrednio na płytach grubego żwiru, gdyż może on przy wstrząsieniach wywotać pęknięcia.

Dla odwodnienia należy zrobić w płytach dżury, które dobrze jest zakryć glinianymi półkulistymi czapkami (tabl. 36 rys. 4.), przez co zapobiega się wymyciu piasku ze żwirówki.

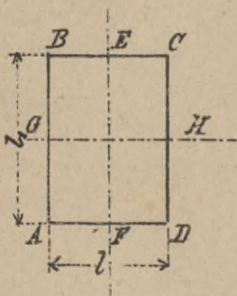
Płyty stykają się zwykle tępo, tylko przy bardzo drobnym żwirze potrzeba, aby jedna płyta zachodziła na drugą dla zamknięcia szczelin.

Jeżeli płyty są podparte na dwóch bokach, to obliczamy je jak zwykle jako belki w dwóch punktach podparte, przyjmujemy przytem z powodu wstrząszeń natężenie na ciągnięcie  $\tau = 240 \text{ kg/cm}^2$ , na ciśnienie  $\tau' = 600 \text{ kg/cm}^2$ . Ze względu jednak na wykonanie wymiary nie mogą być mniejsze niż 12 do 15 mm.

Jeżeli płyta ma  $n$  żeber, to na części płyty z jednym żebrzem wypada  $\frac{1}{4n}$  części ciśnienia kota  $C$ , zatem

$$\text{najw } M = \frac{1}{4n} Cl + \frac{1}{12n} gbl^2 \dots \dots \dots 129)$$

Jeżeli płyta podparta jest z czterech stron, to dokładne obliczenie nie jest możliwe i najlepiej by było w danym razie zrobić doświadczenia. Jeżeli nazwiemy boki prostokąta  $l_1$  i  $l_2$ , przytem  $l_1 > l_2$ , jeżeli nazwiemy średni moment bezwładności dla przekrojów  $\parallel$  do  $AD$ ,  $\mathcal{I}$  dla przekrojów  $\parallel$  do  $AB$ ,  $\mathcal{I}'$  moment bezwładności dla przekroju  $EF$  w środku rozpiętości,  $e_1$  i  $e_2$  odległości włókna skrajnego ciągniętego i ciśnionego od osi w tym przekroju,  $C$  siłę skupioną wraz z  $\frac{1}{2}$  ciężaru statego, to według Winklera jest w przybliżeniu



$$\frac{\tau_2}{e_1} \text{ albo } \frac{\tau'}{e_2} = \frac{3}{8} \frac{Cl}{\mathcal{I}} \frac{\mathcal{I} l_1^3}{\mathcal{I} l_1^3 + \mathcal{I}' l_2^3} \dots \dots \dots 130)$$

Jeżeli płyta nie ma żeber i grubości jej statą, a  $l = l_1$ ,  $d = 2e$ , to otrzymamy

$$\frac{\tau}{e} = \frac{3}{16} \frac{Cl}{\mathcal{I}}, \text{ a że } \mathcal{I} = \frac{1}{12} ld^3, \text{ to } \frac{2\tau}{d} = \frac{3}{16} \frac{Cl}{\frac{1}{12} ld^3}, \text{ stąd } d = \sqrt{\frac{9}{8} \frac{C}{\tau}} \dots \dots \dots 131)$$

A że dla płyty podpartej z dwóch stron  $d' = \sqrt{\frac{3C}{2\tau}}$ , więc  $d : d' = \sqrt{\frac{9}{8}} : \sqrt{\frac{3}{2}}$ ,  $d = 0,87 d'$



W takim razie może być płyta cieńsza o 13% przy podparciu z czterech stron, od płyty podpartej z dwóch stron.

Ciążar płyt z żelaza laneo możemy przyjąć w przybliżeniu z Winklerem

$$q = 100 + 13Cl \dots \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \dots \dots \dots 132)$$

przy czym  $l$  w metrach,  $C$  ciężar kota w t. - Wzrost ciężar samych płyt wynosi od 120 do 180  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$ .

### §. 55. Kształtówki.

Obecnie najczęściej używa się żwiru w Austrii kształtówek walcowanych z żelaza spawalnego do wykonania pomostu wtłuszczonego. Kształtówki podobnie, jak przy dylinie, kładzie się jedną obok drugiej, zostawiając dla lepszego odwodnienia odstępy 2 do 3 centymetrowe. Na kształtówki dają się warstwa żwiru 12 do 20 cm. gruba.

Pomost z kształtówek jest trwały, kształtówki z żelaza spawalnego nie są tak kruche, jak żelazo lane, służą dobrze pomost, dadzą się łatwo użyć do jakiegokolwiek szerokości pomostu i odstępu belek podpierających także przy mostach ukośnych, odwodnienie jest bardzo dobre, kształtówki mogą wystawać, wskutek czego odstępy belek może być mniejszy, do kształtówek dadzą się łatwo przytwierdzić poręczki. Jako niekorzystni możemy przytoczyć tylko tę okoliczność, że z powodu, że każda kształtówka działa osobno dla siebie, rozdzielenie kota jest trochę niekorzystniejsze, niż przy innych rodzajach pomostu.

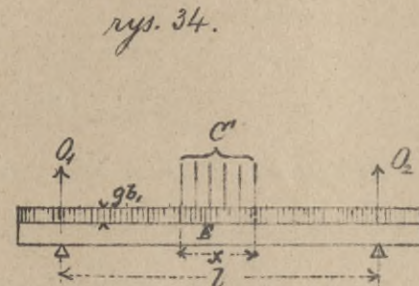
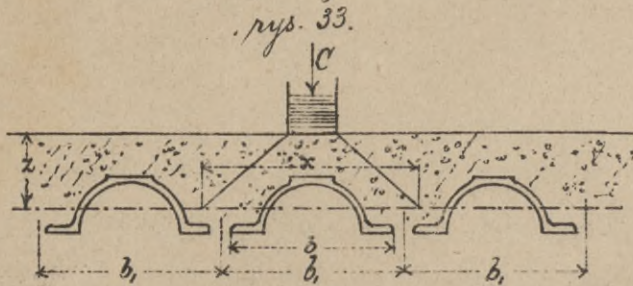
Przekrój kształtówek może być rozmaity. Najprócz przy budowie mostu Arcole w Paryżu (tabl. 35 rys. 2.) zastosowano szyny Barlowa. Przy moście na Lahnii w Ems (t. 35. r. 3.) użyto szyn mostowych (Brückenschienen), obecnie najczęściej używają kształtówek trapezowych (t. 41 r. 3.) i zrosówek (t. 37. r. 1.), których kształt szczególnie nadaje się do tego celu, bo mają szeroką, płaską podstawę i krzywe ściany, korzystne na boczne ciśnienie żwiru. Jeżeli chcemy, aby pomost był nieprzemakalny, kładziemy jedną kształtówkę dnem do góry, drugą na dół i łączymy je nitami, jak przy moście nad Wharfie (t. 18. rys. 4.) i pokrywa się je betonem.

Kształtówki układamy albo w kierunku osi mostu, albo też, co lepiej, w kierunku prostym do osi i przytwierdzamy nitami do belek głównych, poprzecznic lub podłużnic, przy czym wystarczy przytwierdzić każdą kształtówkę do każdej belki jednym nitem. T. 37. rys. 16. przedstawia przytwierdzenie kształtówek blaszkami według patentu Trašila, które zaiste chwytają pas górny belki.

Powiedzieliśmy, że dla lepszego odwodnienia zostawiamy między kształtówkami odstępy 2 do 3 centymetrowe. Aby zapobiedz wysypywaniu się piasku i drobnego



ziwiru szczelinami przykrywamy je większymi kamieniami lub cegłami (tabl. 21. r. 2a). Czasem dają się odstępy większe 10 do 12 a nawet 18 cm (t. 45 r. 1.), wtedy raktada się je regularnymi większymi kamieniami, przewo uzyskuje się jednak skoto 16% na kształtkach (t. 21. r. 2b). Na dobre jest wszakże robić tak wielkich odstępow, bo płyty kamienne łatwo pękają, jak to się np. stało przy moście Montblanc w Genewie.



Jeżeli ciśnienie kota jest  $C$  (rys. 33), to najpród wyznaczyć należy według równ. 118) ciśnienie  $C'$  zmniejszone wskutek drżania warstwy ziwiru 2 cm. grubej. Ciśnienie  $C'$  rozkłada się nierówno na długości  $3z$ , zamiast tego przyjmujemy w przybliżeniu, że rozdziela się jednostajnie na długość zmniejszoną (rys. 34)

$$x = 2z \dots \dots \dots 133).$$

Jeżeli teraz ciężar pomostu (kształtek i ziwiru) jest  $g \text{ kg/m}^2$ , to na m.b. kształtki wypada  $gb$ , więc oddziaływanie, dla belki w dwóch punktach podpartej

$$Q_1 = \frac{1}{2} C' + \frac{1}{2} gb, l,$$

a moment w środku belki  $M_1 = Q_1 z - \frac{C'}{x} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{4} - \frac{1}{2} gb, l \cdot \frac{1}{4} l = \frac{1}{4} C' l - C' \frac{x}{8} + \frac{1}{8} gb, l^2$

$$M_1 = (0,25 - 0,125 \frac{x}{z}) C' l + 0,125 gb, l^2$$

Jeżeli kształtki uważać będziemy jako belki ciągłe, to w przęśle skrajnym jest \*)

$$M_2 = (0,21 - 0,142 \frac{x}{z}) C' l + 0,077 gb, l^2$$

Ponieważ podpory się nieco poddają, więc możemy przyjąć średnią wartość między  $M_1$  i  $M_2$ , zatem

$$M = (0,23 - 0,134 \frac{x}{z}) C' l + 0,101 gb, l^2 \dots \dots \dots 134).$$

Przekrój obliczymy z wzoru  $\frac{J}{e} = \frac{M}{\tau}$  \*\*)  $\dots \dots \dots 135).$

Wartości  $\frac{J}{e}$  znane są dla rozmaitych numerów kształtek. Ponieważ z początku nie znamy ciężaru własnego, więc przy pierwszym obliczeniu możemy drugi wyraz w równaniu 134) opuścić, zato  $M$  powiększyć o 10% i na podstawie równ. 135) wyznaczyć numer kształtki, potem możemy drugi raz dokładniej obliczenie przeprowadzić.

Ciężar kształtek (bez ziwirówki) możemy zresztą w przybliżeniu wyznaczyć w następujący sposób.

\*) Porów. Podr. Teoryi Mostów cz. I. t. II. str. 54. i 56. rów. 170 i 184.

\*\*) p. Podr. Statyki Budowli str. 73.



Niech będzie  $A$  przekrój kształtówki,  $b$  jej podstawa, to możemy przyjąć  $\frac{\gamma}{e} = \frac{A^2}{\beta^2 b}$ , jeśli  $\beta$  jest współczynnikiem, statym dla pewnego kształtu przekroju.

W praktyce możemy w przybliżeniu przyjąć  $\frac{\gamma}{e} = 0,3$ ,  $0,101 \text{ g/l}^2 b = 0,02 \text{ Cl}$ , to otrzymamy z porównania 134)  $M = 0,21 \text{ Cl}$ .

Ciążar kształtówek  $g_1$  w  $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$  jest jeżeli  $\rho$  oznacza ciężar gatunkowy w  $\frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$ ,  $A$  wyrazimy w  $\text{cm}^2$ , a  $b$  w  $\text{cm}$ ,  $g_1 = \frac{10 \rho A}{b}$ , wstawiając wartości, otrzymamy

$$g_1 = \frac{10 \beta \gamma}{b_1} \sqrt{\frac{\gamma}{e} b} = \frac{10 \beta \gamma}{b_1} \sqrt{\frac{21000 \text{ Cl}}{\tau}} \dots \dots \dots 136)$$

Wstawmy  $\rho = 7,8 \frac{\text{kg}}{\text{dm}^3}$ ,  $\tau = 700 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$  i w przybliżeniu  $\frac{\sqrt{b}}{b_1} = 0,2$ , to

$$g_1 = 85,4 \beta \sqrt{\text{Cl}} \dots \dots \dots 137)$$

Współczynnik  $\beta$  jest wedle poprzedniego

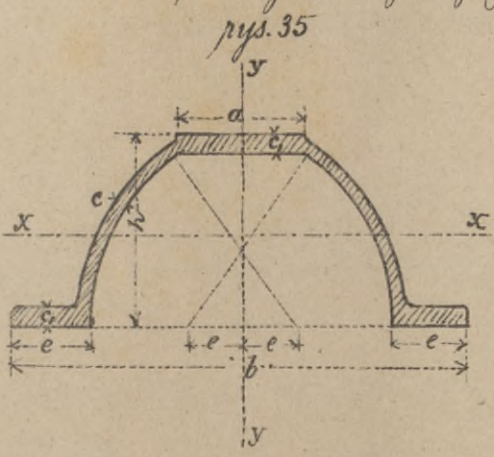
$$\beta = A \sqrt{\frac{e}{b_1 \gamma}} \dots \dots \dots 138)$$

i da się dla rozmaitych kształtów w przybliżeniu wyznaczyć. Pomiar  $\beta$  jest w stosunku prostym do powierzchni przekroju, a więc ciężaru, a odwrotnym do pierwiastka z momentu oporu, więc im mniejszy współczynnik  $\beta$ , tem korzystniejszy jest kształt przekroju. Średnie wartości  $\beta$  otrzymamy wedle Steinera

kształtówka	$\beta$	kształtówka	$\beta$
Szyby mostowe	1,52	Zoresówki austriackie	0,66
" Barłowa	0,847	" niemieckie	0,60
Progi Vautherina	0,643	Szyby kolejowe stalowe pruskie	1,13

Przekroje zoresówek wedle norm austriackich znamy z Podręcznika Statyki Budowli\*, poniżej podajemy jeszcze zoresówki wedle norm niemieckich.

Zoresówki niemieckie (rys. 35).



Numer	h	b	a	e	c	a	A	g	$\beta$	
5	50	120	33	21	3	5	6,8	5,3	0,63	
6	60	140	38	24	3,5	6	9,5	7,3	0,64	
7½	75	170	48,5	28,5	4	7	13,4	10,3	0,61	
9	90	200	53	33	4,5	8	17,9	13,8	0,59	
11	110	240	63	39	5	9	24,2	18,6	0,57	
milimetrów							cm <sup>2</sup>	kg/m <sup>2</sup>		

Jeżeli kształtówki wystają po za podporę o długości  $a_1$ , to największy moment w części wystającej będzie

$$\text{najw } M = C a_1 + \frac{1}{2} g_1 b_1 a_1^2 \dots \dots \dots 139)$$

Jeżeli moment ten zrobimy równym momentowi według 134), to otrzymamy największe

\* str. 116



możliwe  $a_1$ . Jeśli ciężaru własnego nie uwzględnimy, to  $0,21 C'l = C'a_1$ , więc  
 najw  $a_1 = 0,21 l$  ..... (140).

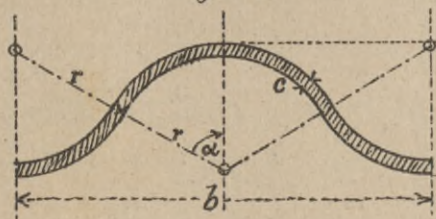
§.56. Blacha falista.

Blacha falista (n. Wellenblech, Wellblech, fr. tôle ondulée, a. corrugated plate), używana tak często w budownictwie, da się z korzyścią zastosować także jako pokład wtasowy mostów żelaznych. Jak wiadomo, przekrój blachy falistej ograniczony jest dwiema liniami równoległymi falistymi (rys. 36). Blachy faliste wyrabiają w tablicach szerokości do 1 m, długości do 3 m.



rys. 36.

Szerokość fal płaskiej blachy falistej (rys. 37)  $b = 40$  do  $300$  mm, wysokość  $h = 15$  do  $150$  mm, grubość  $c = 1$  do  $6$  mm, kąt środkowy  $\alpha = 60$  do  $90^\circ$ .



rys. 37.

Winkler oblicza w przybliżeniu moment bezwładności jednej fali o szerokości  $b$  i otrzymuje

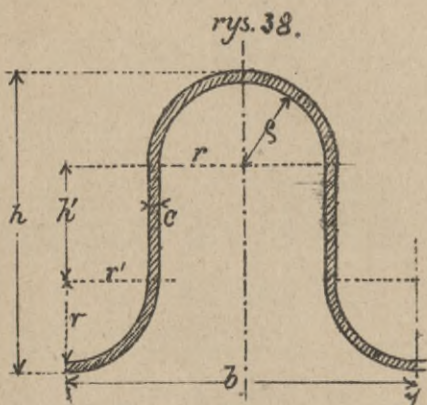
$$J = bh^2c \left( 0,11 + 0,18 \frac{h}{b} \right) \dots \dots \dots (141)$$

a ciężar blachy

$$g = \left( 55 + 134 \frac{h}{b} \right) c \text{ kg/m}^2 \dots \dots \dots (142)$$

jeżeli  $c$  wyrazimy w cm.

Ze względów statycznych korzystniejszą jest blacha falista dwiżarówowa (n. Trägerwellblech) (rys. 38), której fale są wąskie, a wysokie. Tu przyjmujemy  $b = 40$  do  $200$  mm,  $h = 25$  do  $150$  mm,  $c = 1$  do  $6$  mm. Moment bezwładności otrzymamy według Landsberga



rys. 38.

$$J = \frac{c}{4} \left[ \frac{2}{3} h^3 + \frac{b^3 \pi}{16} + b^2 h + \frac{b h^2 \pi}{2} \right] \dots \dots \dots (143)$$

a według Winklera w przybliżeniu  $J \approx \left( 0,100 + 0,193 \frac{h}{b} \right) h^2 c \dots \dots \dots (144)$

ciężar zaś otrzymamy

dokładniej według Landsberga  $g = 77 \left[ 0,57 + 2 \left( \frac{h}{b} - \frac{c}{b} \right) \right] c \text{ kg/m}^2$   
 a wedle Winklera  $g = \left( 44 + 156 \frac{h}{b} \right) c \text{ " } \dots \dots \dots (145)$

Według tego waha się zwykle ciężar blachy używanej do mostów między  $32$  a  $65 \text{ kg/m}^2$ .

Poniżej podajemy jako przykład tabliczkę dla momentu wytrzymałości dla więcej używanych wymiarów. W praktyce każda kuzinica ma blachy o innych wymiarach.

).



Materiał	$\frac{b}{h}$	h	b	dla $c=1$ $\frac{kg}{m^2}$ g	$\frac{J}{cm^3}$ moment oporu dla szerokości 1m i dla $c=$								
					1	1,5	2	2,5	3	4	5		
Blacha falista ptaska	2,0	30	60	12,5	11,4	22,8							
		40	80	12,5	15,9	22,9	30,6						
		45	90	12,5	17,3	25,6	33,8						
		50	100	12,5	19,2	28,5	37,7						
		60	120	12,5	22,3	34,3	45,0	57,0					
		80	160	12,5	31,0	46	61	76	91				
		100	200	12,5		76	95	114	137	182			
		120	240	12,5						151	191	226	
	3,4	25	80	9,7	6,41								
		4	30	120	9,1	7,73	11,3						
		3,75	40	150	9,2	10,4	15,6	20,8					
		3	60	180	9,9	15,9	23,3	31,8					
		3,06	75	230	11,2	20,2	30,3	40,4					
	Blacha falista dřiwigarowa	1,5	60	90	15,0	27,2	39,9	53,6	66,5				
80			120	14,8	36,6	53,2	71	89	107				
100			150	14,2		66,6	89	111	133	178			
120			180	15,0			107	133	160	213	267		
1,8		60	100	13,8	26	38	50						
		1,75	80	140	13,4	33	49	66	72	96			
		1,6	100	160	14,1			87	108	129	171		
		1,67	120	200	13,8					154	202	250	
		1,07	150	160	18,1						237	315	393
			cm.	$\frac{kg}{m^2}$		cm <sup>3</sup>							

W celu obliczenia wymiarów blachy falistej musimy wyznaczyć, w jaki sposób rozdziela się ciśnienie kota na poszczególne fale. Ciśnienie to rozdziela się tu nie tylko wskutek drżania rżniw, lecz także wskutek tego, że poszczególne fale nie są równe, lecz stanowią części jednolitej blachy. Odnosne dowiadczania Frankla, Gillesa i Lempego wykazały, że ciśnienie rozkłada się przy małej nadsypce na 1 1/2 do 2 fale, przy nadsypce 25 cm na 3 fale, czyli dokładniej mówiąc, że możemy blachę dla tego przypuszczenia obliczać, bo ciśnienie rozdziela się wprawdzie na większą



dlugość, ale w stosunku malejącym. Na podstawie tych doświadczeń możemy napisać z Winklerem, że szerokość, na którą się ciśnienie równomiernie rozdziela

$$b_1 = 30 + 1.5 \times \dots \dots \dots (146)$$

jeśli z oznacza wysokość nadrypki, więc ciśnienie działający na jedną falę,

$$C' = \frac{C}{n} \dots \dots \dots (147)$$

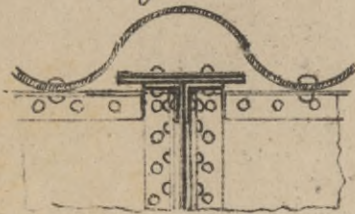
przez

$$n = \frac{b_2}{b}$$

Fale blachy falistej układamy zwykle prostopadle do osi mostu (t. 41. rys 1.2.), czasem równoległe (t. 45. r. 2); odstęp punktów podparcia wynosi od 1m do 1,8m.

Korzyści, jakie przedstawia użycie blachy falistej, jako pomostu wtłasciwego są następnące: Blacha falista pokryć można stwoły o dowolnych wymiarach, przezem pod, ktady mogą być nierównie równe, gdyż mniejsze nierówności pokryć może wypukłość fali (rys. 39). Łącznik blach takich jest maty, blacha sterza

rys. 39.



dobrze pomost w kierunku poprzecznym; połączenie z belkami głównymi jest łatwe za pomocą kilkunastu nitów. Obok tych korzyści posiada blacha falista także stromy ujemne. Pierwszą z nich jest wysoka cena jednostkowa

blachy, drugą, że naprawa przedstawia wielkie trudności, gdyż wywołuje przeszkody ruchu, a największą, że odwodnienie jest trudne. Dziury pojedyncze zrobione w tym celu w blasze nie pomagają wiele z powodu braku spaw, zaś dłuższe szczerliny osłabiają blachę. Dlatego zwykle staramy się nie dopuścić wcale wody do blachy i albo całą drogę, albo tylko między falami robimy nieprzemakalną ze spadem w górę dla lepszego odwodnienia. A więc zalewa się cresto betonem blachy falistej; gdyż jednak pod ciężarami blacha się ugina, beton pęka, a woda szczerlinami dostaje się do blachy. Należałoby więc pokryć jeszcze beton warstwą asfaltu lub pilśnią asfaltową, aby go zrobić nieprzemakalnym. Na beton dajemy żwirówkę 15cm grubą z kraju a 20cm we środku, albo też 10cm warstwą piasku pod bruk kamienny. Według rozporządzenia bawarskiego blachę należy dla lepszego odwodnienia układać w spadku 1.5% prostopadle do osi mostu. Żwirówkę ograniczamy blachami na roziniemi (t. 18. rys. 1d.), w których robimy odpowiednie stwoły dla odprowadzenia wody.

Pomieważ trudno ochronić blachę od wilgoci, więc trzeba starać się zabezpieczyć przez idąc przez cynkowanie lub też malowanie trzykrotne mirmią, a po zestawieniu miazg asfaltową,

Zwykle przytwierdzamy każdą falę na każdej belce jednym nitom, blachy



zachodzą jedna na drugą około  $\frac{1}{4}$  szerokości fali i tworzą je kilku nitami (t. 44 r. 2.). Zetknięcia najlepiej urządzić nad belką, czasami, co gorzej, robimy je między belkami.

### § 57. Blachy zwiste i tukowe.

Blacha zwista (n. Hängblech, Muldenblech, a. concave corrugated plate) jestto blacha walcowata na dot zgista, zwieszająca się między dwiema belkami. Najpierw wzięto jej jako pomostu wtasciwego przy moście na Pegnicy pod Herzbruch (1867), potem przy moście Tegetthoffa w Wiedniu (t. 32 r. 3.) i wielu mostach kolei Państwowej. Pomieważ tu drziata blacha jako wieszar, więz na ciągnięciu, zatem potrzeba znacznie mniej materiyatu, niż tam, gdzie materiyat pracuje na xtamianie. Z drugiej strony należy zauważyć, że blachy zwiste wywierają na belki ciągnięcie poziome, belki zatem muszą być z tego względu dobrze rozparte i sterżone.

Blach zwistych używają aż do rozpiętości  $l=2$  m, strzałka wynosi przytem  $f=0,087$  do  $0,127$ . Kolej Państwowa austryacka używata zwykle blach zwistych o rozpiętości  $l=1,7$  m,  $f=0,1$  m, grubości  $c=7$  mm, długości 2,2 m. Zetknięcia zakrywają się blaszkami 130 mm szerokiemi a 8 mm grubemi.

Zachodzi tu jednak wielka trudność odwodnienia; pojedyncze stwoły w najniższych miejscach nie na wiele się przydają, lepiej już wypełnić je całkowicie betonem, ale, że beton pęka, woda szczelinami dostaje się do blachy. Należałoby chyba pokryć beton warstwą nieprzemakalną, więz np. warstwą asfaltową lub pilśnią asfaltową, —

Winkler proponuje używać zamiast blachy zwistej pasków blaszanych około 15 cm szerokiach, między którymi należy urządzić odstępy 2 do 3 cm (t. 44 rys. 3.) Paski te należałoby potarszyć wstęga w najniższym punkcie.

Teraz urządzenie ten na kolejach Państwowych zarzucono, bo trudno barwco odmalować, a przy niedostatecznem odwodnieniu blachy rdzewieją łatwo, co zmniejsza znacznie ich wytrzymałość. Dlatego też pomimo nadzwyczajnej prostoty urządzenie ten w Austrii wychodzi z użycia, w Niemczech częściej się jeszcze z nim możemy spotkać.

Jeżeli blachę wygnieemy nie na dół, lecz do góry, otrzymamy blachy tukowe (n. Blechgewölbe, a. convex curved plate), które drziatają jako belki tukowe. W moście na Lechu pod Schongau (tabl. 32. rys. 6.) wzięto blach tukowych o rozpiętości 2,7 m, grubych 6 mm, o strzałce  $f=\frac{l}{10}$ . Blachy opierają się o poprzecznicę i są podparte w odstępach



co 1,2 m. wieżarem. Z powodu, że blacha sama nie może pracować na ciśnienie i po, trzeba użyć silnego stężenia, które wymaga wiele materiału, urządzenie ten nie jest korzystnym.

Obliczenie dokładne blach zwinionych jest trudne, bo ciśnienie rozdziela się nie, jednostajnie i nie na całej szerokości blachy.

Winkler licząc w przybliżeniu otrzymuje dla  $\tau = 800 \text{ kg/cm}^2$  i nadsypki  $h = 15 \text{ cm}$  ciśnienie  $C$  (w t) możliwe dla grubości blachy  $c$  (w cm)

$$C = \frac{1120 f a - 0,018 g l^2}{f + 2,4 c} \cdot \frac{c}{l} \dots \dots \dots (148)$$

jeżeli  $g$  oznacza ciężar własny w  $\text{kg/m}^2$  -

Dla  $f = 0,17$  a  $g = 0,4 \text{ t/m}^2$  otrzymamy

	$c = 0,4$	$0,5$	$0,6$	$0,7$	$0,8$	$0,9$	$1,0 \text{ cm}$
$l = 100 \text{ cm}$	$C = 1,60$	2,47	3,50	4,65	5,98	7,41	8,97 t
$l = 150 \text{ cm}$	$C = 1,09$	1,70	2,42	3,24	4,19	5,22	6,43 "
$l = 200 \text{ cm}$	$C = 0,82$	1,29	1,85	2,49	3,22	4,03	4,94 "

W przybliżeniu możemy więc napisać

$$\text{dla } l = 100 \text{ cm} \quad C = 12c - 3,5$$

$$\text{" } l = 150 \text{ cm} \quad C = 8,8c - 2,7$$

$$\text{" } l = 200 \text{ cm} \quad C = 6,8c - 2,1$$

$$\text{czyli ogólnie } C = (16,7 - 0,052 l) c - (4,8 - 0,014 l)$$

$$C = (16,7 - 0,052 l)(c - 0,28)$$

a stąd

$$c = \frac{C}{16,7 - 0,052 l} + 0,28 \dots \dots \dots$$

przez  $C$  wyrażamy w t,  $c$  i  $l$  w cm i zaokrąglamy wartość  $c$  w górę na całej mili, metry. Wzór ten ważny jest dla  $f = 0,17$  i  $g = 0,4 \text{ t/m}^2$ . Dla innych wartości  $f$  i  $g$  należy użyć wzoru (148).

ciężar  $g$  blachy w  $\text{kg/m}^2$  jest

$$g = 78c = 22 + \frac{C}{0,21 - 0,00067l} = 22 + \frac{1000C}{210 - 0,67l}$$

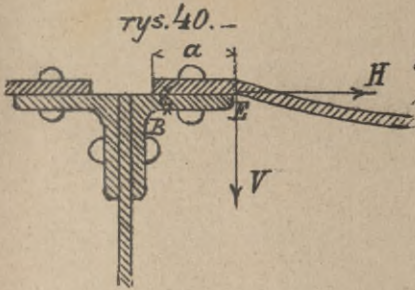
albo

$$g = 22 + \frac{C}{210 - 67l} \dots \dots \text{kg/m}^2 \dots \dots \dots (150)$$

jeśli  $C$  wyrażamy w kg, a  $l$  w m, a więc ciężar blachy wynosi od 27 do 64  $\text{kg/m}^2$ , a zatem w praktyce  $g$  wynosi 27 do 64  $\text{kg/m}^2$ .

Blacha jest przytwierdzona do belki żelaznej nitami (rys. 40). Otóż najpierw zweryfikować trzeba, czy grubość kątowniki  $c$ , jest dostateczna. Jeżeli długość jej jest  $b_2$ ,





jeżeli dalej nazwiemy składową pionową i poziomą odkształcenia  $V$  i  $H$ , to w punkcie B powstaje napięcie

$$\tau = \frac{H}{b_2 c} + \frac{6 V a}{b_2 c^2}, \text{ a stąd}$$

$$a = \frac{(\tau b_2 c - H) c}{6 V} \dots \dots \dots 151)$$

Najniekorzystniejsze jest obciążenie, gdy  $V$  jest najmniejsze, więc gdy kocio znajduje się blisko punktu E. Dla tego położenia otrzymujemy Winkler w przybliżeniu

$$a = (0,185 \frac{\tau b_2 c}{C} - 0,016 \frac{l}{f}) c \dots \dots \dots 152)$$

dla  $\tau = 0,8 \frac{t}{cm^2}$ ,  $b_2 = 150 \text{ cm}$ ,  $l = 10 \text{ f}$ , otrzymujemy

$$a = (22,2 \frac{c}{C} - 0,16) c \dots \dots \dots 153)$$

a więc dla

$C = 0,75 \text{ t}$	$a \approx 29,4$	$42,4$	$57,7$	$75,5$	cm
$C = 1,5 \text{ t}$	$a \approx 14,6$	$21,1$	$28,8$	$37,6$	"
$C = 3 \text{ t}$	$a \approx 7,2$	$10,3$	$14,3$	$18,7$	"

Z tego widzimy, że tylko przy cienkich kątownikach i wielkich ciężarach obliczenia jest potrzebne.

Jeszcze potrzeba tylko wyznaczyć odstęp  $e$  nitów, przytwierdzających blachę do belki. Jeśli przyjmiemy, że ciężar  $C$  działa w środku przewziatu, to parcie poziome wynosi  $H = 0,1953 C \frac{l}{f}$ .<sup>\*)</sup> Jeżeli uwzględnimy jeszcze ciężar własny w przybliżeniu dla szerokości  $x$ , na którą to parcie  $H$  się rozdziela, to możemy przyjąć  $H = \frac{0,21 C l}{f}$ . Jeżeli odstęp nitów jest  $e$ , to ilość nitów na szerokości  $x$  jest  $n = \frac{x}{e}$ . Jeżeli dalej napięcie dopuszczalne na ścinanie  $\tau_s = 600 \frac{kg}{cm^2} = 0,6 \frac{t}{cm^2}$ , jeśli w przybliżeniu przyjmujemy  $x = 70 \text{ cm}$ , to

$$\frac{70}{e} \cdot \frac{3,14}{4} d^2 \cdot 0,6 = \frac{0,21 C l}{f}, \text{ a stąd}$$

$$e = 160 \frac{f d^2}{C l} \dots \dots \dots 154)$$

przyjem  $C$  w t, a długości w cm.-

Przyjmując np.  $d = 1,8 \text{ cm}$ ,  $f = \frac{l}{10}$ , otrzymamy  $e = \frac{51,8}{C}$ , więc

dla $C = 0,75$	$1,5$	$3 \text{ t}$
$e = 69$	$34$	$17 \text{ cm.}$

Przy obliczeniu nitów zwracać należy też na ciśnienie na ściankę drwiwy. Jeżeli

<sup>\*)</sup> p. rozprawę autora: „Analityczne oznaczenie linii wpływowych dla łuków parabolicznego. 1883. str. 4.



grubość blachy jest  $c$ , to

$$\frac{70}{c} \cdot c.d. 1400 = \frac{0,21 Cl}{f}, \text{ a stąd}$$

$$c = 467 \frac{cd}{Cl} \dots \dots \dots 155)$$

Dla blach tutowych możemy użyć tych samych wzorów, co dla blach zwistych, tylko, że przyjmiemy z powodu wybożenia natężenie dopuszczalne ze względu na wybożenie  $600 \text{ kg/cm}^2$  zamiast  $800 \text{ kg/cm}^2$ , przyczem jednak blacha musi być należąca do stężona, więc otrzymamy z rów. 148)

$$C = \frac{740 fc - 0,018 g \cdot l^2}{f + 24c} \cdot \frac{c}{l} \dots \dots \dots 156)$$

Dla  $f = 0,1$ , a  $g = 0,4 \text{ t/m}^2$  otrzymamy

	$c = 0,4$	$0,5$	$0,6$	$0,7$	$0,8$	cm
$l = 100 \text{ cm}$	$C = 1,06$	1,62	2,30	3,06	3,92	t
$l = 150 \text{ cm}$	$C = 0,78$	1,10	1,58	2,13	2,75	t
$l = 200 \text{ cm}$	$C = 0,54$	0,84	1,20	1,62	2,11	t

W przybliżeniu możemy więc napisać

$$\text{dla } l = 100 \text{ cm} \quad C = 7,0 c - 1,8$$

$$\text{" } l = 150 \text{ cm} \quad C = 5,0 c - 1,4$$

$$\text{" } l = 200 \text{ cm} \quad C = 3,75 c - 1,0$$

czyli ogólnie  
a stąd

$$C = (9,8 - 0,032 l)c - 0,004(500 - l)$$

$$c = \frac{C + 0,004(500 - l)}{9,8 - 0,032 l}$$

jeżeli  $C$  wyrażamy w t a długości w cm, albo

$$c = \frac{C + 400(5 - l)}{9820 - 3200 l} \dots \dots \dots 157)$$

jeśli  $C$  wyrażamy w kg,  $l$  w m, a  $c$  w cm.

ciężar  $g$  blachy tutowej w  $\text{kg/m}^2$  jest

$$g = 78c = \frac{C + 0,004(500 - l)}{0,126 - 0,00041 l} = \frac{1000 C + 4(500 - l)}{126 - 0,41 l}, \text{ a jeśli wyrażamy } C \text{ w kg}$$

a  $l$  w m, to

$$g = \frac{C + 400(5 - l)}{126 - 41 l} \dots \text{ kg/m}^2 \dots \dots \dots 158)$$

a więc ciężar blachy tutowej wynosi od 27 do 93  $\text{kg/m}^2$  bez uwzględnienia stężenia, dla których możemy jeszcze doliczyć 10% ciężaru blachy.

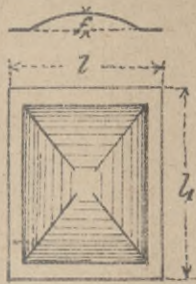
### §. 58. Blachy wypukłe.

Oprócz blach powyższych używane są także blachy wypukłe (n. Buckelplatten, f. plaque en bosse, a. buckled plate), które mają kształt sklepienia klasycy.

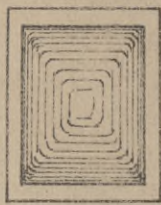


nego z płaskim brzegiem (rys. 41). Pierwszy raz użył tych płyt Mallet. Blachy te mają w rzucie poziomym kształt prostokąta a czasem kwadratu o długości

rys. 41.



rys. 42.



boku 0,7 m. do 1,6 m. Strzałka  $f = \frac{1}{2}l$  do  $\frac{1}{8}l$ , jeśli  $l < b$ . Brzeg płaski musi być tak szerokim, aby można wygodnie je przynitować, szerokość więc wynosi 40 do 80 mm, grubość blachy wynosi 6 do 10 mm. Płyty te mogą być użyte stojąco (t. 40. rys. 2.) lub wisząco (t. 40. rys. 1.), co jest lepiej, gdyż blacha pracuje wtedy na ciągnięcie.

Dobrze jest blachy podeprzeć z wszystkich czterech stron i przynitować je na wszystkich czterech krawędziach, bo mogą być wtedy trochę cieńsze, ale wymaga to płaskiej powierzchni podparcia.

Przy stojących blachach wypukłych trudności sprawia odwodnienie rynien nad belkami podpierającymi, dlatego zwykle wypełniamy je betonem.

Blachy wiszące wypełniamy żwirem a w miejscu najniższym robimy otwór.

Obliczenie dokładne tych blach jest niemożliwe; Mallet, Bauschinger, Spangenberg robili jednak liczne doświadczenia, które mogą posłużyć do obliczenia wymiarów. Z doświadczeń tych wynika, dla kwadratowych blach

$$\text{i brzegów przynitowanych } C = 132 \frac{fd}{f}$$

$$\text{a dla brzegów nieutwierdzonych } C = 125 \frac{fd}{f}$$

Ze względu na rozdzielenie ciśnienia przez żwir możemy się zadowolnić pewnością 25, więc otrzymamy  $C = 53 \frac{fd}{f}$  względnie  $C = 50 \frac{fd}{f}$ , więc grubość blachy dla brzegów utwierdzonych  $d = 0,019 \frac{cl}{f}$  } ..... -159)

$$\text{" " nieutwierdzonych } d = 0,020 \frac{cl}{f}$$

przyorem C należy przyjąć w t, długości w cm.

Dla wiszących blach wytrzymałość jest znacznie większą, jak to okazały doświadczenia robione dla kolei miejskiej w Berlinie. Kwadratowe blachy wypukłe wiszące 3,5 mm grube, dla których  $l = 149$  cm,  $f = 12,4$  cm, a nasypka była 10 cm gruba, niósły ciężar kota parowozu 65 t do 7 t z pewnością 5 do 6 krotną.

Wprawdzie z powodu możliwości rdzy nie przyjmujemy nigdy tak małych grubości blachy, ale widzimy, że nawet po zmniejszeniu przekroju przez rdzę do grubości 3,5 mm nie ma jeszcze niebezpieczeństwa. Na każdy sposób należy przed-



sizbrać odpowiednie środki ostrożności przeciw rdzy, jak przy blachach zwistych i tukowych.

Winkler podaje jako użycie

blach wypukłych stojących  $g = 21 + 8C \text{ kg/m}^2$   
 dla " " wiszących  $g = 17 + 3C \text{ "}$  } ..... 160).

## VI. Poręcze, tożyska i zakończenie mostu.

### §. 59. Ustrój poręczy mostów drogowych.

W § 34. mówiliśmy o poręczach mostów kolejowych i staraliśmy się najprzód wykazać ich potrzebę. Dla mostów drogowych potrzeby poręczy nie potrzebujemy udowodniać, są one zresztą powszechnie używane. Poręcze muszą służyć do bezpiecznego oparcia przechodni, muszą więc być odpowiednio silne, aby wytrzymać parcie poziome, działające w wysokości pasu poręczowego, a którego wielkości przyjmujemy zwykle przy mostach drogowych około 60 kg/m, przy kolejowych, gdzie nie ma wielkiego natłoku 40 kg/m. W kierunku podłużnym mogą także działać siły. Wysokość poręczy przyjmujemy od 80 cm do 1,20 m, najlepiej przyjęci  $h = 1,0 \text{ m}$ .

Poręcz składa się, jak wiemy, z trzech części, ze słupów, pochwyty czoły pasu poręczowego i ze ścianki (n. Geländerfüllung, f. panneau, an. pane); oprócz tego używa się jeszcze czasem zastratów (n. Fussbige, Strebe) dla lepszego utwierdzenia poręczy.

Poręcz może być zrobiona albo z żelaza kutego, albo z żelaza łanego, albo też z obu tych materiałów. Poręcz tworzy zwykle ścianę pionową, ponieważ jednak często, wiek potrzebuje nieco większej szerokości w górze, niż w dole, więc dlatego nieraz pochwyty wychyła się nieco na zewnątrz (tabl. 47 rys 1.) a w Norwegii pochylają często całą poręcz na zewnątrz (t. 47 r. 2.).

### § 60. Słupy poręczy.

Słupy urządzaamy w odstępach 2 do 4 m; mogą one być albo z żelaza kutego albo łanego.

Słupy z żelaza kutego robimy albo z żelaza kwadratowego, albo też z kształtów  $T, U$ , dwie kątowniki lub dwie  $U$ -wek (t. 45 rys. 8.)

Jeżeli nazwiemy  $J$  moment bezwładności przekroju słupa ze względu na oś



ciężkości, równoległą do osi mostu, dalej  $a$  odstęp słupów,  $h$  wysokość poręcz, czy i przyjmiemy  $\tau = 750 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , to dla mostów drogowych

$$M = 60 ah, \text{ więc } \tau J = 60 ah e$$

$$\text{zatem } \frac{J}{e} = \frac{60 \cdot 100}{150} ah = 8 ah \dots \dots \dots (161)$$

a dla mostów kolejowych  $M = 40 ah$

$$\text{więc } \frac{J}{e} = 5,3 ah \dots \dots \dots (162)$$

Słupy z żelaza łanego mają także albo przekrój prostokątny lub kwadratowy (t. 44. r. 4a.) albo, co lepiej przekrój I (t. 44. r. 4b.), krzyżowy (t. 44. r. 4c), pierścieniowaty (t. 44. r. 4f), lub próżny prostokątny lub ośmiokątny (r. 4d, e). Prętym zwykle słup jest nieco szerszy u spodu (t. 47. r. 1.), tak ze względów architektonicznych jak i wytrzymałości. Jeżeli przyjmiemy dla żelaza łanego  $\tau = 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ , to otrzymamy

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla mostów drogowych } \frac{J}{e} = \frac{60 \cdot 100 \cdot ah}{250} = 24 ah \\ \text{a " " kolejowych } \frac{J}{e} = 16 ah \end{array} \right\} \dots \dots \dots (163)$$

### § 61. Przytwierdzenie słupków.

Słupki z żelaza krutego przytwierdzamy do progów drewnianych albo z boku śrubami poziomymi (t. 19. rys. 8), albo z góry śrubami pionowymi (tabl. 17. rys. 2.).

Utwierdzenie jest pewniejsze przy podparciu słupka zastrzatem (t. 15. rys. 3 i 9).

Do żelaznej poprzecznicy lub wspornika przytwierdzamy słupek <sup>albo</sup> za pomocą blachy wrotowej (t. 15. rys. 4), albo też <sup>wprost</sup> nitujemy do ścianki belki żelaznej (tabl. 45. rys. 5, 6). Możemy też przytwierdzić słupek do pasu belki podłużnej, musimy jednak wtedy przez zagłębienie nożki rozszerzyć podstawę (tabl. 45. r. 7) albo podeprzeć słup zastrzatem (t. 48. rys. 3.).

Do pomostu żelaznego możemy też przytwierdzić słupek z boku za pomocą kątowek poziomych pod i nad pomostem umieszczonych (t. 19. r. 6, t. 30. r. 1. d.).

Słupki z żelaza łanego przytwierdzamy do progów drewnianych, rozszerzając słup w płytę, z którą łączy się słupek za pomocą żeber. Przez tę płytę przebiega chodzą dwi lub trzy śruby, 18 mm grube (t. 18. rys. 5 i 7, t. 16. rys. 2).

Do części mostu żelaznych płaskich przytwierdzamy słupki podobnie, kończąc je płytą stopową i łącząc dwiema lub czterema śrubami (t. 47. rys. 3.). Jeżeli podstawa nie jest płaską, da się stopa słupka tak ukształtować, aby podparcie



było nalezyte (t. 47. rys 5.). Jeżeli zaś podstawa jest wąska, to musimy stopek pode-  
przeć jeszcze zastawką (t. 47. rys 4.). -

Stupki nalezy przytwierdzać do części mostu, które nie są narażone na wywrót,  
a więc nie do brzozy było przytwierdzać je tylko do krawężnika, lepiej wprost do  
progu, poprzeczniicy lub wspornika, co zresztą wskazanem jest także ze względów  
estetycznych. -

### §. 62. Pochwyty.

Pochwyty musi być wytrzymałym na sily poziome, a zaokrąglonym, aby łatwo  
go było wyciąć ręką. Po nad pochwytem nie powinna wystawać żadna część poręczy,  
a jeśli stupki jakie wystają, nie powinny mieć przynajmniej ostrych krawędzi.

Pochwyty zwykle jest żelazny, czasem jednak pokrywamy je żelazną listwą dre-  
wnianą, odpowiednio profilowaną (t. 48. rys. 1.). Pochwyty tworzy często żelazo okrągłe  
(t. 16 r. 1), żelazna rura (t. 48. rys 2), żelazo płaskie nakryte zwykle listwą drewnianą,  
kształtówki pochwytowe (n. Geländer-Handleiseneisen) (t. 47. rys 3.), nacięcie kątówka  
(t. 17. rys. 2, t. 15. rys. 9) lub T-ówka (t. 15. rys. 3). -

Połączenie stupa z pochwytem może być rozmaite. Stup może się np. kończyć  
sworzniem, z którego tworzy się nit (t. 48. rys 3.) łączący stupa z pochwytem. Kątówkę  
lub tówkę przytwierdzamy do stupa w zwykły sposób (t. 17. rys. 2), czasem łączymy  
stupa z pochwytem za pomocą kraty (t. 48. rys 5.). Stupy z żelaza łanego mają często  
otwór w górze, przez który przechodzi okrągły pochwyty (t. 19. rys. 7). Przy moście na Lisie  
pod Szegedynem (t. 48. rys. 4) dolne wstęgi pochwytu zakończone są haczykowato i wsu-  
wają się do otworów stupa, po czym druga wstęga nanitowana je przytrzymuje. -

Pochwyty z żelaza łanego robimy zwykle tylko wtedy, gdy stanowi on jedną  
całość z całą kratą. -

Przy obliczeniu pochwytu przypuszczamy że jest podpartym tylko na stupach,  
więc w odstępnie  $a$ , zatem dla mostów drogowych  $M = \frac{1}{8} 60 a^2$ . Zatem  $\tau J = \frac{1}{8} 60 \cdot 100 \cdot a^2 e$   
więc

$$\left. \begin{aligned} \frac{J}{e} &= 750 \frac{a^2}{e} \\ \text{a dla kolejowych} \quad \frac{J}{e} &= 510 \frac{a^2}{e} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 164)$$

jeżeli  $a$  wyrazimy w m, reszta w kg i cm. -

Dla drewna możemy przyjąć  $\tau = 70 \text{ kg/cm}^2$ , dla żelaza  $\tau = 750 \text{ kg/cm}^2$ , a więc dla prze-  
kroju prostokątnego o szerokości  $b$  a grubości  $d$ ,

$$\text{dla mostów drogowych} \quad \frac{db^2}{6} = 750 \frac{a^2}{750}, \text{ czyli}$$



	$b^2 d = 6a^2$	cm	} . . . . . 165)
a dla kolejowych	$b^2 d = 4a^2$	"	
a więc dla $d = 15$ mm	$a = 1$	2	3 m
drogowe	$b = 20$	40	60 mm
kolejowe	$b = 16$	33	44 mm.

Dla przekroju okrągłego i mostów drogowych  $\frac{\pi d^3}{32} = 750 \frac{a^2}{750}$

	czyli	$d = 22 \sqrt[3]{a^2}$	mm	} . . . . . 166)
a dla mostów kolejowych		$d = 19 \sqrt[3]{a^2}$	"	
a zatem dla	$a =$	1	2	3 m
dla mostów drogowych	$d =$	22	35	46 mm
" " kolejowych	$d =$	19	30	40 mm.

Dla żelaza prochurowego ( $t$ ) o szerokości  $b$  jest w przybliżeniu  $J = 0,023 b^4$ ,  $\frac{J}{e} = 0,045 b^3$ ,

więc dla mostów drogowych	$b = 28 \sqrt[3]{a^2}$	} . . . . . 167)		
" " kolejowych	$b = 25 \sqrt[3]{a^2}$			
zatem dla	$a =$	1	2	3 m
dla mostów drogowych	$b = 28$	45	59	mm.
" " kolejowych	$b = 25$	40	52	" . .

Dla innych przekrojów obliczamy z wzoru 164)  $\frac{J}{e}$  i wedle tego wybieramy wymiary. Często jednak w praktyce przyjmujemy większe wymiary, niż z rachunku wypadają.

### § 63. Ścianka poręczy.

Wprawdzie i od ścianki wymagamy pewnej wytrzymałości, głównie jednak chodzi tu o to, aby była dość gęsta. Zwłaszcza przy mostach drogowych zważać na to trzeba, aby otwory nie były za wielkie, aby dzieci przez nie nie mogły wypaść. Zresztą względu piękności grają tu ważną rolę. Przy mostach kolejowych zwykle ścianka jest bardzo prosta, przy drogowych w miarę ważności drogi bywa niekiedy bardzo ozdobna.

Ścianka może być zrobiona z żelaza kutego lub łanego. Jeżeli ściankę robimy z żelaza kutego, to najprostszym ustrojem przedstawiają poziomym pręty, jeden, dwa lub trzy (t. 16 rys 1, 2, t. 17 rys 1, t. 19 rys 6) z żelaza okrągłego, rurowego, płaskiego lub kątowniki. Ustroj ten nie jest jednak dość staty w kierunku osi mostu, używany też bywa zwykle tylko dla mostów kolejowych. Czasem dla szkieletu lepszego końcowe



przedziaty wypełniamy krzyżami.

Zamiast poziomych używamy też  pionowych  przętów (n. Stabfüllung) (t. 6 rys 1, t. 48 rys 2.) z żelaza płaskiego lub okrągłego. Wypełnienie  krzyżowe  (n. Kreuzfüllung), jak w moście na Cisie pod Szegedynem (t. 48 rys 4) służy dobrej poręcz w kierunku podłużnym. Gęstszą ścianę stanowi wypełnienie siatkowate (n. Netzfüllung), składające się z dwu rzędów przętów (t. 47 rys 6.), które ozdabiamy różami cynkowemi lub innymi zdobami. Czasem używamy dla takich siatek drutu 1.5 do 3 mm grubego. Ozdobniejsze poręcze posiadają złożone wypełnienia przętami pionowymi, siatkowate i krzyżowe (t. 15 r. 9, t. 19 r. 5, t. 48 rys 1.). W nowszych prasach z żelaza kutego wykonują bardzo ozdobne poręcze o rozmaitych zawitych wzorach.

Jeżeli ścianka zrobiona jest z  żelaza łanego , to można ją bardzo łatwo wykonać. Najczęściej wylewa się wtedy w jednym kawałku część ściany albo tafle, zajmującą cały przedział. Na tab. 49. widzimy kilka wzorów takich poręczy, z których niektóre są naśladowaniem ścianek z żelaza kutego, inne jednak przedstawiają ozdobne ornamenty.

Czasem da się belka główna wyzyskać jako poręcz. Przy mostach blaszanych kolejowych, jeżeli belki wystają co najmniej 60 cm nad pomost możemy opuścić całkiem poręczę (t. 39 rys 2); przy innych jeśli wysokość jest za małą, nasadzamy na belki małe poręcze (t. 38 rys 6.). Przy mostach kratowych kratka jest tak praktyczna, że przy mostach kolejowych wypełniamy ją jednym lub parą przętów poziomymi (t. 48 rys 6.), przy drogowych zaś zwykle urządzamy osobne poręcze.

#### § 64. Przerwy w poręczach.

Na końcach belki, gdzie się znajdują torzyska ruchome, na końcach belek tukowych, nad przegubem kluczowym belek tukowych i wreszcie, gdzie może nastąpić względna zmiana położenia części pomostu, należy urządzić przerwę w poręczach. Jeżeli przesunięcia te mogą być znaczne, to zakrywamy tę przerwę albo tarczami sąsiadnie części poręczy tarcuszkami, albo też nie urządzamy przerwy w poręczach, lecz umożliwiamy przesunięcia <sup>po</sup>przegubowych części za pomocą podłużnych drzew lub w inny sposób.

Jeżeli poręcz żelazna przylega do poręczy murowanej na przyciołku, to dobrze jest nawet nad torzyskami statemi nie tarczy stale żelaza z murem, aby wstrząśnienia nie przenosić na mur i go nie osłabiać.



### §. 65. Ciężar poręczy.

Pomieważ urządzenie poręczy jest bardzo rozmaite, więc i ciężar ich jest bardzo zmienny. Dla zorientowania się podajemy tu przybliżony ciężar niektórych poręczy, których rysunki pociągaliśmy.

Material ścianki	tabl.	rys.	Pochwył i ścianka na m. b.	Stupek	Ciężar całkowity na m. b.	Material ścianki	tabl.	rys.	Pochwył i ścianka na m. b.	Stupek	Ciężar całkowity na m. b.	
Żelazo kute	16	1.	11.3	6	12	Żelazo kute	47	5	23	38	45	
	16	2.	7.6	21	18		50	3	42	18	48	
	17	1.	9	7	12		48	1	25	48	57	
	19	5	2.8	8	33		48	3	25	6	31	
	19	6	32	7	37		49	2	46	66	79	
	19	7	25	47	54		45	7	25	9	29	
	29	4	16	20	26		Żelazo lane	47	3	58	7	61
	48	5	18	10	23			47	4	50	26	63
	53	1	9	29	24			49	4	62	36	72
	48	4	15	26	28			49	1	77	60	115
48	2	14	22	32								
			$\frac{kg}{m}$	kg	$\frac{kg}{m}$				$\frac{kg}{m}$	kg	$\frac{kg}{m}$	

Z powyższej tabliczki widzimy, że jeśli wyścierzmy poręcz bardzo ciężkie, możemy precyzyjnie przyjąć dla poręczy z żelaza kutego

$$\left. \begin{array}{l} \text{mostów kolejowych } g = 20 \frac{kg}{m} \\ \text{drogowych } g = 30 \text{ " } \end{array} \right\} \dots \dots \dots 168)$$

a dla poręczy z żelaza laneego, mostów drogowych  $g = 75 \frac{kg}{m}$   $\dots \dots \dots 169)$

licząc na m. b. poręczy.

### §. 66. Urządzenie łożysk.

Łożysko (n. Lager, Auflager, f. support, coussinet, a. support, bolster, bearing) jestto część składowa mostu znajdująca się między belkami głównymi a filar, ram lub przyczółkiem i służy do rozdzielenia ciśnienia podporowego belki



na większą płaszczyznę, do ustalenia punktu zaczepienia oddziaływania i umożliwienia przesunięcia belki, wskutek zmiany ciepłoty i ugięcia.

Dla mostów blaszanych używamy łożysk statycznych (n. festes Lager, f. sup. port fixe, a. fixed support), niedozwalających przesunięcia belki i łożysk przesuwowych (n. Gleitlager, fr. glissière, a. slide-bolster), na których możliwe jest przesunięcie względne belki po przerwyżeniu tarcia. —

Łożysko tak state jak i przesuwowe składa się z plyty <sup>poziomej</sup> (n. Lagerplatte, fr. plate d'appui, a. bed-plate) (t. 28 r. 2 i 3), z złazą łanego, na której spoczywa pas dolny belki. Zwykle, dajemy w kierunku podłużnym po obu stronach pasu, dwa zębra podłużne, przy czem zostawiamy po obu stronach pasu grę 10, do 25 mm, dla umożliwienia małego przesunięcia poprzecznego belki wskutek zmiany ciepłoty (tabl. 56 rys 1). —

Dla wystających nitów pasu dolnego urządzamy, albo odpowiednie dołki w płycie, albo też, co zwykłej, rowki, aby się nie kruszowił odstępem nitów. —

Ponieważ przy ugięciu belki, spoczywającej na poziomej łożysku, punkt zaczepienia oddziaływania przenosi się na krawędź wewnętrzną, co jest niekorzystne tak dla łożyska, jak i dla muru, więc aby oddalić dla belki obciążonej ile możności punkt zaczepienia ku środkowi łożyska, ścinają zwykle w nowszych czasach krawędź wewnętrzną łożyska płaszczyzną pochyłą. Przy łożysku kolei Państwowej austriackiej (tabl. 28. rys 2) wynosi nachylenie tej płaszczyzny 1:16, co jest nieco za wiele, wystarczy mianowicie nachylenie 1 do 2%. —

Aby punkt zaczepienia, ile możności, ustalić, robią w nowszych czasach krotkie łożyska (t. 56. rys. 3). Dla dwójaków zwykle robimy wspólne łożyska (tabl. 56. rys. 4). —

Przy łożysku przesuwowym poruszają się belki na płycie struganej, tłustością, dla zmniejszenia tarcia nasmarowanej. Jeżeli płyta jest niesmarowana, to tarcie jest tak wielkie, że możemy uważać łożysko takie jako state, chociaż belki z łożyskami stale nie łączymy. Dla przeszkodzenia przypadkowym przesunięciom dajemy wtedy zwykle zebro górne w tyle łożyska (t. 26. r. 3 a). Rzeczywiste połączenie belki z łożyskiem nie jest wskazanem, bo wstrząśnienia belki wkręcają się zanadto łożysku i działają szkodliwie na mur. —



### §. 67. Potaczenie torzyska z murem. -

Torzysko łączymy z murem albo śrubami (t. 57. rys 5, t. 58. rys 6), albo trzpieniemi (tabl. 58. rys 7), albo za pomocą wpuszczonych żeber (t. 56. rys 1, 4, tabl. 57. rys 1). -

Śruby wiywane są tylko dla małych mostów i to rzadko, gdyż wstrząśnienia je rozluźniają. Zresztą ni wiele one przeszkadzają przesunięciu poprzecznemu torzyska, dlatego też najczęściej wpuszczamy albo całe torzysko nieco w kamień, albo też tylko zębra, które umieszczamy na dobrej części torzyska. Jeżeli grubość płyty wynosi  $c$ , to możemy przyjąć

$$\left. \begin{array}{l} \text{wysokość żeber} = 0.8c \\ \text{średnia grubość} = 0.6c \end{array} \right\} \dots \dots \dots 170).$$

Zwykle umieszczamy jedno zębro z tyłu torzyska, wyjątkowo przy dłuższych torzyskach także we środku. (tabl. 57. rys 4). -

Większe płyty ustala się czasem także za pomocą trzpieni (tabl. 58. rys 7), które wpuszczamy w mur, a które zachodzą w odpowiednie wycięcia płyty.

Aby ciśnienie przenosiło się na mur jak najbardziej jednostajnie, umieszczamy między torzyskiem a murem kłty otwierane 4 do 10 mm grubą, zamiast której wiywają także płyty kauczukowych lub asfaltowych. Najczęściej jednakże zamiast na płycie układamy torzyska na warstwie cementu 10 do 15 mm grubej. -

### §. 68. Wymiary. -

Szerokość płyty torzyskowej  $b$  przyjmujemy nieco większą od szerokości pasu  $b_1$ . - Winkler poleca przyjmować

$$\left. \begin{array}{l} \text{dla belek blaszanych} \quad b = 1.50 b_1 \\ \text{" kształtówek } \gamma \quad b = 1.75 b_1 \end{array} \right\} \dots \dots \dots 178).$$

Długość torzyska  $l_1$  wyznaczamy w ten sposób, aby ciśnienie na mur nie było za wielkie. Jeżeli ciśnienie podporowe nazwiemy  $0$ , to

$$l_1 = \frac{0}{b\tau} \dots \dots \dots 179)$$

Natężenie dopuszczalne na ciśnienie  $\tau$  zależy, rozumiemy się, od materiału. Przy małych mostach z powodu stosunkowo małych ciśnień podporowych możemy przyjmować mniejsze  $\tau$ , aby torzysko nie było za krótkie, przy większych.



trzeba wzywać lepszego materiału dla ciosów podporowych i przyjmować większe  $\tau$ . - Przy wykonanych mostach spotykamy  $\tau$  bardzo różne od 4 do 27 kg/cm<sup>2</sup>; dla mostów blaszanych możemy średnio przyjąć  $\tau$  około 15 kg/cm<sup>2</sup>. Stosowną długość łozyska otrzymamy wedle wzoru doświadczalnego Winklera

$$l_1 = 32 + 0,7 l \text{ cm} \quad \dots \dots \dots 172).$$

jeżeli  $l$  oznacza rozpiętość w m.

Łozyska nie umieszczamy przy samej krawędzi muru, boby rozkład ciśnienia na murze byłby zanadto niekorzystny, odstęp  $a$  krawędzi muru od krawędzi łozyska przyjmujemy

$$a = (0,1 \text{ do } 0,2) l_1 \quad \dots \dots \dots 173).$$

przy małych mostach blaszanych zwykle 0,2  $l_1$ .

Grubość płyty łozyskowej  $c$  nie da się obliczyć, przyjmujemy w przybliżeniu

$$c = 40 + 0,9 l \text{ mm.} \quad \dots \dots \dots 174)$$

Jeżeli między belką a płytą dajemy jeszcze płytę pośrednią (n. Zwischenplatte) to grubość jej

$$c_1 = \frac{1}{3} c \quad \dots \dots \dots 175).$$

### §. 69. Łozyska kotyiskowe.

Wiemy, że punkt zaczepienia ciśnienia podporowego przy ugięciu belki przesuwa się ku krawędzi łozyska, co jest szkodliwem tak dla łozyska, jak i dla muru. Dlatego dla większych mostów oddawna już używamy łozysk kotyiskowych (n. Kipplager), których płaszczyna zetknięcia się z belką jest mata, wskutek czego belka może przy ugięciu zmienić swe położenie bez przesunięcia punktu zaczepienia. Będziemy o nich obszerniej mówić przy mostach kratowych. Teraz wspomniamy jednak o nich, gdyż obecnie zaczynają ich używać także i dla małych mostów.

Na tabl 58. rys. 5. widzimy łozysko styczne Gerbera. Łozysko to składa się z płaskiej płyty górnej, którą nazywamy wahaczem (n. Balancier, f. balancier), i z płyty dolnej, zwanej kadłubem (n. Lagerkörper), w którym wstawiona jest płyta stalowa, słabo u góry zakrzywiona. W ten sposób umożliwiony jest obrót wahacza, aby przeszkodzić przesunięciu, potocznie są obie części



tożyska, dwoma trzpieniami, wetknietymi w odpowiednie otwory obu części. -

Buzengeiger proponuje używać dla rozpiętości większych niż 10 m. tożyska kotyjskowskich odcinkowych (n. Segmentkipplager) (tabl. 58. rys. 5), które umożliwiają także przesunięcie dolnej części belki. -

### §. 70. Zakonczenie mostów drogowych. -

W §. 38. mówiliśmy o zakonczeniu mostów kolejowych, teraz powieść musimy parę słów o zakonczeniu mostów drogowych. Chodzi tu o zupełne zamknięcie przestrzeni między belką a murem zamykającym, dlatego też pokładamy uwagę o ile możności do muru zamykającego. -

Jeżeli jako pomostu wyciemy dylmę poprzeczną, to dylem nakrywamy szere. linę (tabl. 60. rys. 1.) Przy tożysku ruchomem wystarczy w takim razie, jeżeli zostawimy między dylmami małe odstępy i parę dylm nie przytwierdzimy.

W podobny sposób zakrywamy szere linę rozsuwkami (tabl. 60. rys. 2, 4, 5) lub blachą falistą (tabl. 60. rys. 3.) Przy innych rodzajach pomostu lepiej przy tożysku ruchomem na murze umieścić kształtkę T i na niej oprzeć blachę siobkowaną (tabl. 60. rys. 7), która przykrywa szere linę i może się po kształtce przesunąć. -

W kierunku poprzecznym pomost musi być także odgraniczonym. Jeżeli belka główna wystaje, to odgranicza ona pomost; jeżeli jednak pomost jest podparty kilkunastu belkami głównymi, to wtedy dla odgraniczenia lepszego pomostu albo umieszczamy belkę skrajną wyżej, albo też robimy ją wyższą niż inne, zato jednak opuszczamy jedną kątówkę u góry (tabl. 60. rys. 6). -





Dodatek.

L i t e r a t u r a.

Podajemy tu w chronologicznym porządku spis podręczników i niektórych ważniejszych artykułów, odnoszących się do belek blaszanych.

Fränkel. Konstruktion und Berechnung von Bahnbahnen für eiserne Strassenbrücken. Zeitschrift für Bauwesen 1868.

Heimverling. Die Brücken der Gegenwart. I. Abth. Eiserne Brücken. Heft I. Eiserne Balkenbrücken mit vollen Wändungen. Skwizgran 1873.

Bauschinger. Resultate der Versuche mit Buckelplatten u. Wellenblechen. Zeitschr. des Arch. u. Ing. Vereins zu Hannover 1873.

Winkler. Vorträge über Brückenbau. Blechbrücken. Wieden 1874.

Steiner. Vorträge über Brückenbau. Konstruktion der Bahn eiserner Strassenbrücken. Wieden 1874.

Pestalozzi. Eiserner Brückenbelag. Zurich 1876.

Winkler. Ueber das Lores-Eisen als Belag für eiserne Strassenbrücken. Woch. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1876.

Osthoff. Eiserner Bahndurchlässe in Curven. Woch. d. österr. Ing. u. Arch. Ver. 1876.

Seefehlner. Die Strassenüberbrückungen der Bukäpester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch. u. Ing. Ver. zu Hannover 1877.

Krohm. Dimensionirung von Blechbalkenbrücken. Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1878.

Gabriely. Constructionsdetails für eiserne Brücken. Gradec 1879.

Morandière. Construction des ponts et viaducs. Paris 1880.

Winkler. Vorträge über Brückenbau. Querconstructionen. Wieden 1882.

Thullie. Korkstad cisniemia przez warstwą żwiru. Crasop. techniczne 1883. i



Wöchenschr. des österr. Ing. u. Arch. Ver. 1882.

Lucas. Studie über die Gewichte von Blechträgern. Civilingenieur 1882.

Zimmermann. Trägheitsmomente, Widerstandsmomente u. Gewichte ver-  
nieteter Blechträger. Berlin 1885.

Leber. Die neue Brückenverordnung. Wieden 1888.

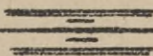
Stöckel und Hauser. Hilfstabellen für die Berechnung eiserner Träger. 1888.

Schäffer, Sonne und Landsberg. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. B.  
2. Abth. Brückenbau. 2. wyd. Lipsk 1890.

Mantel. Normaltypen von Blechbalkenbrücken für die neuen Linien der  
schweizerischen Nordostbahn. Schw. Bauzeitung 1891.

Die Momier-Bauweise Abth. Brücken, Durchlässe und Tunnel. Berlin 1891.

Dr. Kresnik. Zur Berechnung von Eisenbahnbrücken u. Bögen. Zeitschr. des  
österr. Ing. u. Arch. Ver. 1892.---





Spis rzeczy.

	str.		str.
§.1. Wstęp	1.	§.27. Ciśnienie na poprzecznicy	25.
<u>I. Mosty o belkach litych.</u>		§.28. Obliczenie sit wewn. poprzecznic	26.
§.2. Belki szynowe	1.	§.29. Wysokość poprzecznic	27.
§.3. Kształtówki I	2.	§.30. Poprzecznice dla dwójaków	28.
§.4. Układ belek	2.	§.31. Chodniki zewnętrzne	29.
<u>II. Belki blaszane.</u>		§.32. Obliczenie wsporników	31.
§.5. Przekrój belek blaszanych	3.	§.33. Ciężar belek chodnikowych	33.
§.6. Ścianka	8.	§.34. Poręcze	33.
§.7. Żebra	9.	§.35. Żyzniki poziome	35.
§.8. Nity	10.	§.36. Urządzenie w tutekach	36.
§.9. Belki ciągłe	12.	§.37. Mosty ukośne	39.
§.10. Pasy wzmocnione i skrzywione	12.	§.38. Zakonienie mostu	40.
<u>III. Ustrój poprzeczny mostów kolejowych.</u>		<u>IV. Ciężar własny.</u>	
§.11. Przekrój poprzeczny mostu	13.	§.39. Ciężar belek głównych	42.
§.12. Żyzniki poprzeczne	14.	§.40. Ciężar podtuzin	43.
§.13. Progi	15.	§.41. Ciężar poprzecznic	46.
§.14. Utwierdzenie progów poprzecznych	16.	§.42. Ciężar pokładu mostów kolej.	50.
§.15. Utwierdzenie progów podtuzinnych	17.	§.43. Ciężar całkowity mostu blasz. kolej.	51.
§.16. Obliczenie progów poprzecznych	17.	<u>V. Pomost mostów drogowych.</u>	
§.17. Obliczenie progów podtuzinnych	18.	§.44. Uwagi ogólne	54.
§.18. Bezpośrednie podparcie szyn	19.	§.45. Dylina	55.
§.19. Podtuzinne progi żelazne	19.	§.46. Bruk drewniany	55.
§.20. Dylina	19.	§.47. Żwirówka	56.
§.21. Żwirówka	20.	§.48. Pokrycie betonowe	57.
§.22. Podtuzinice	21.	§.49. Bruk kamienny	58.
§.23. Półczenie podtuzin z poprzecznicami	21.	§.50. Rozkład ciśnienia przez pokrycie	58.
§.24. Obliczenie przekroju podtuzinicy	23.	§.51. Dylina	59.
§.25. Poprzecznice	24.	§.52. Płyty kamienne	61.
§.26. Przytwierdzenie poprzecznic do belek głównych	24.	§.53. Sklepienia	62.
		§.54. Płyty z żelaza łanego	63.



	str.		str.
§ 55. Kształtówki	65.	§ 64. Przerwy w poręczach	80
§ 56. Blacha falista	68.	§ 65. Łazien poręczy	81.
§ 57. Blachy zwiste i tutowe	71.	§ 66. Ustrój torzysk	81.
§ 58. Blachy wypukłe	74.	§ 67. Potężenie torzyska z murem	83.
VI. Poręcze, torzyska i zakończenie mostu.		§ 68. Wymiany torzysk	83.
§ 59. Ustrój poręczy, mostów drogowych	76.	§ 69. Torzyska kotyiskowe	84.
§ 60. Stupy poręczy	76.	§ 70. Zakończenie mostów drogowych	85.
§ 61. Przytwierdzenie stupków	77.	<u>Dodatek.</u>	
§ 62. Pochwyt	78.	Literatura.	86.
§ 63. Ścianka poręczy	79.		

### Ważniejsze omyłki.

	Zamiast	Czytaj
Str. 8. w. 4. z dołu	1,13	1,41
" 8. w. 2. "	0,56	2,82
" 10 w. 13. z góry	$\frac{\pi d^2 \gamma \tau}{4 \cdot 0,8} = 0,7856$	$\frac{\pi d^2 \gamma \tau}{2 \cdot 0,8} = 1,5708$
Tabl. 21. rys. 2a.	Bruk drewniany jest przecięty równolegle do włókien a nie prostopadle.	
Str. 22. w. 14. z góry	wyginamy	wycinamy



Cegoż, autora-

w handlu księgarskim znajdują się:

1. Podręcznik Statyki Budowli. Lwów 1886. Cena 5 zt.-
2. Podręcznik Teoryi Mostów. Część I. Belki proste. Tom I. Belki statycznie wyznaczalne. Lwów 1890. cena 4 zt.
3. Podręcznik Teoryi Mostów. Część I. Belki proste. Tom II. Belki statycznie niewyznaczalne. Lwów 1892, cena 4 zt.-
4. Przewodniki i filary kamienne, mostów drewnianych i żelaznych. Lwów 1891. Cena 2 zt.-

W autora na składzie znajdują się:

5. Szkic teoryi mostów tutekowych. Warszawa 1882. Cena 90 ct.-
6. Przewodnik do dawnej teoryi parcia ziemi. Lwów 1889. Cena 20 ct.-
7. Graphische Bestimmung, der im continuirlichen Gitterträger mit zwei Feldern, auf Grund der Durchbiegung wirkenden Kräfte. Berlin 1884. Cena 30 ct.-
8. Rozporządzenie ministerstwa handlu z r. 1887. co do budowy mostów.- Cena 20 ct.
9. Beitrag zur Berechnung der Stäbe auf Knickfestigkeit. Wieden 1890. Cena 20 ct.-
10. Zur Berechnung der Holzträger. Wieden 1891. Cena 20 ct.-
11. Bestimmung der Einflusslinien für die inneren Kräfte des continuirlichen Trägers mit drei Stützpunkten. Wieden 1891. Cena 10 ct.-
12. Weiterer Beitrag zur Berechnung der Stäbe auf Knickfestigkeit. Wieden 1892. Cena 20 ct.

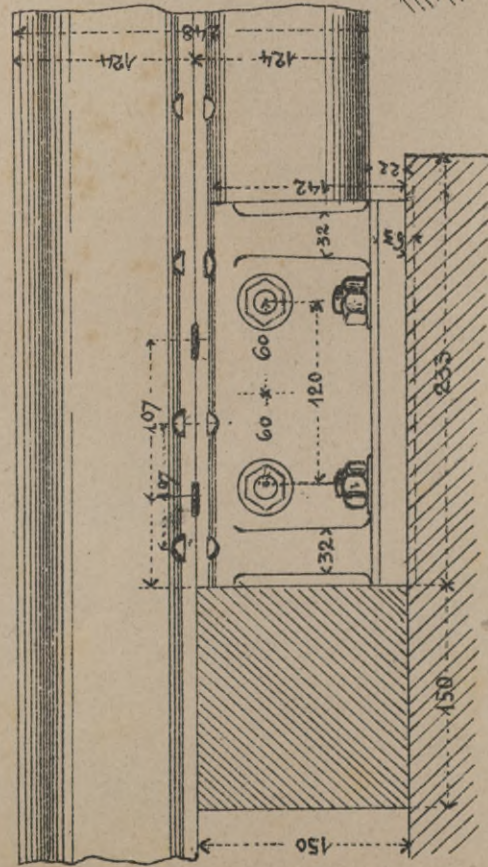




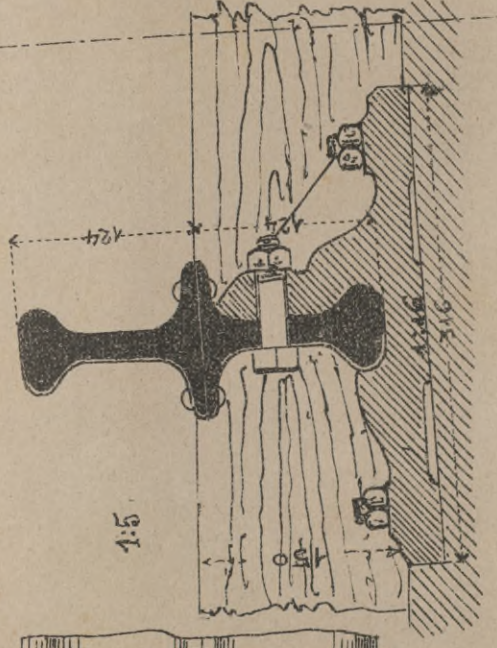
BELKI SZYNOWE.

Tabl. 1.

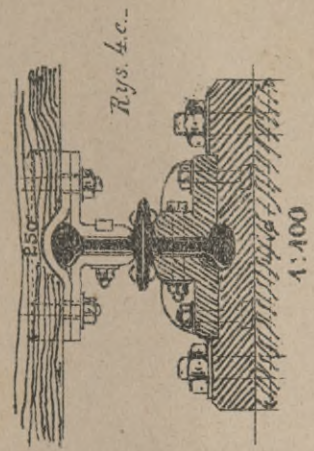
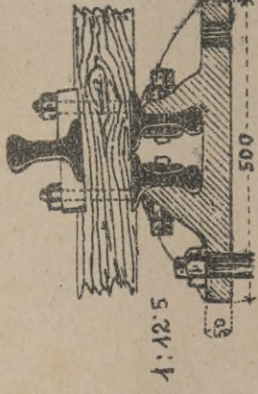
Rys. 1.a. Podwójne belki szynowe.



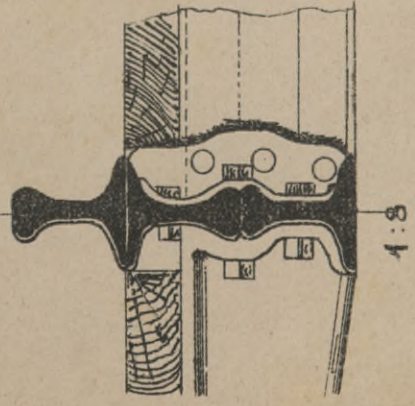
Rys. 1.b.



Rys. 2. Przepust heshkiej kolei Luidwika.

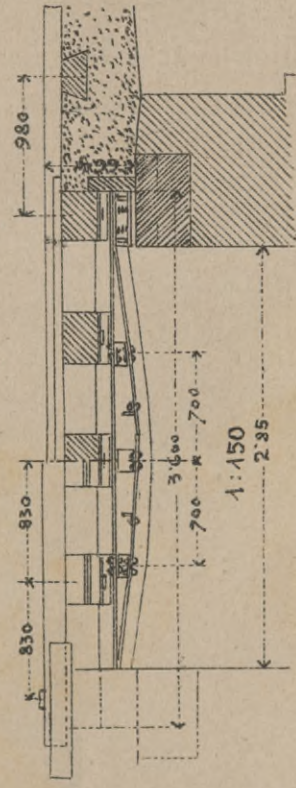


Rys. 3. Kolej Odenwaldzka.



Rys. 4.a. Belka szynowa wzmacniona

według Kleinzerlinga.

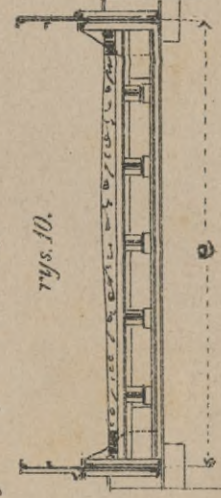


Układ belek głównych blaszanych.

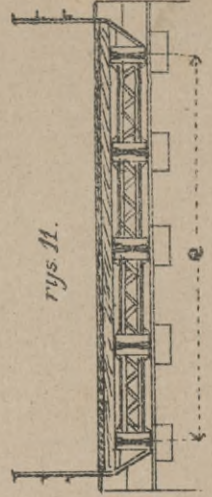
rys. 7.



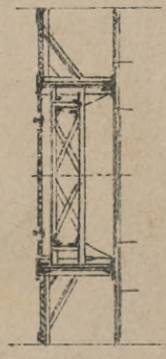
rys. 10.



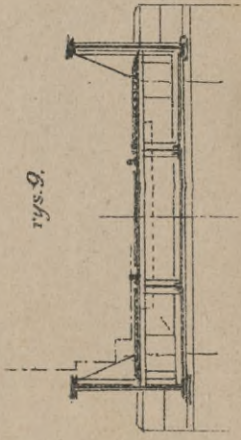
rys. 11.



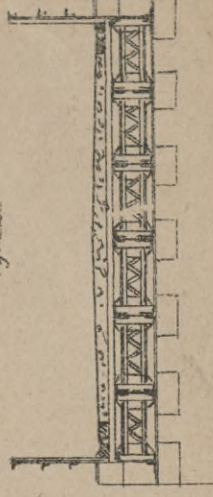
rys. 8.



rys. 9.



rys. 12.



St. 111

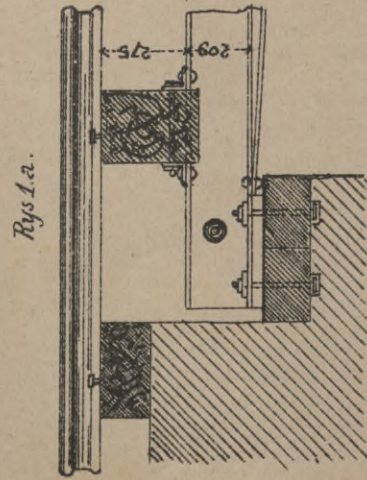






# MOSTY BLASZANE.

Tabl. 2.



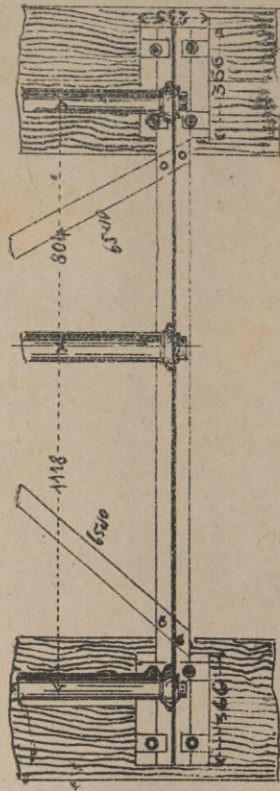
Rys. 1.a.



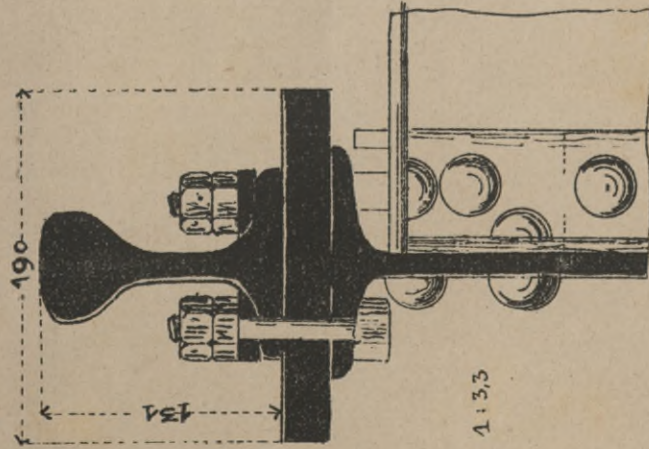
Rys. 1.b.

Most kolei Altenbecken-Holzminen. 1:25.

Rys. 1.c.



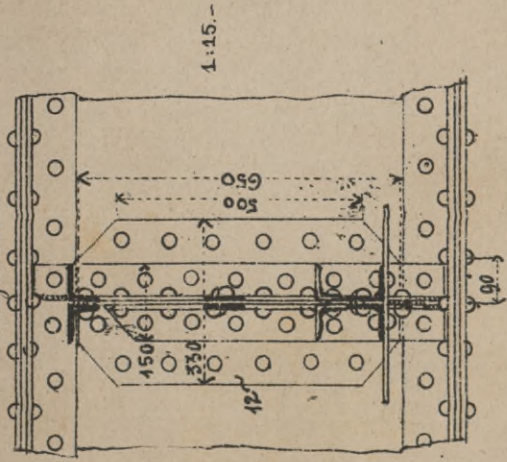
Rys. 2. Most pod Saarbrücken.



1:3,3

Rys. 3.a. Kolej państwowa austriacka.

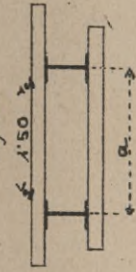
Przekładka.



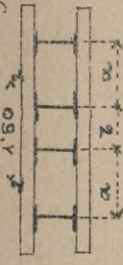
1:15.

Układ belek głównych mostów kolejowych.

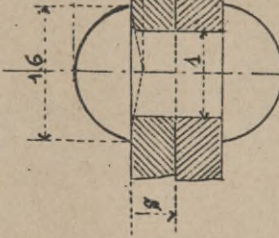
Rys. 4.



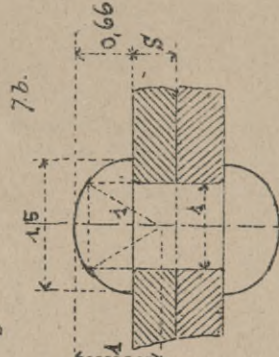
Rys. 5.



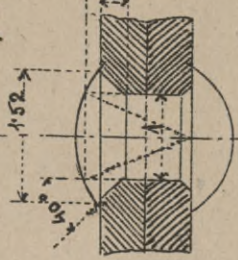
rys. 7.a



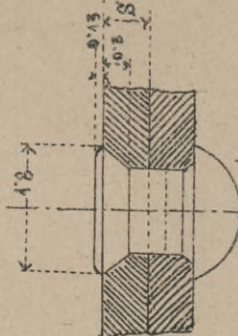
7.b.



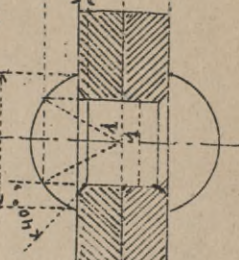
7.c.



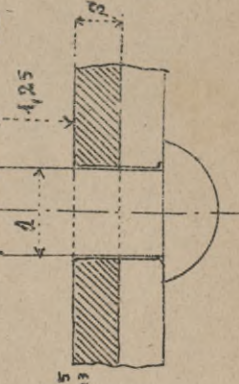
7.d.



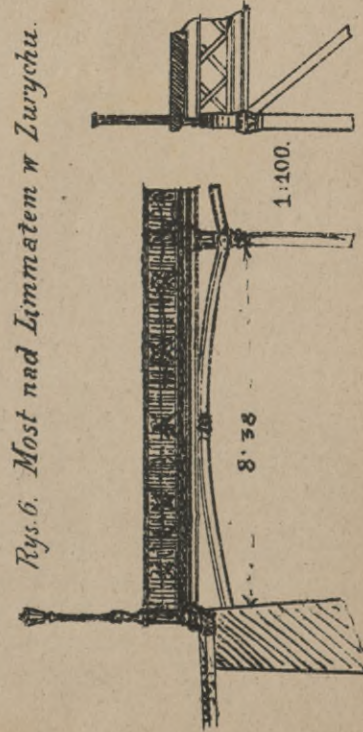
7.e.



7.f.



Rys. 6. Most nad Linnaatem w Zurychu.



1:100.

















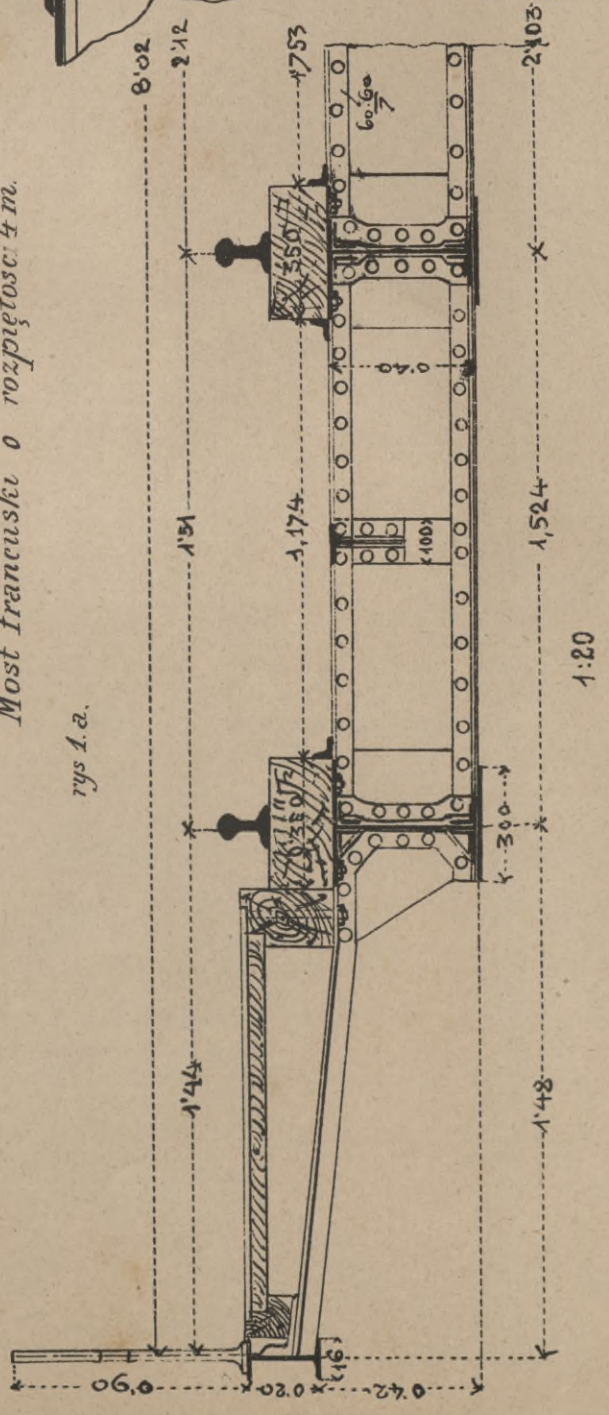
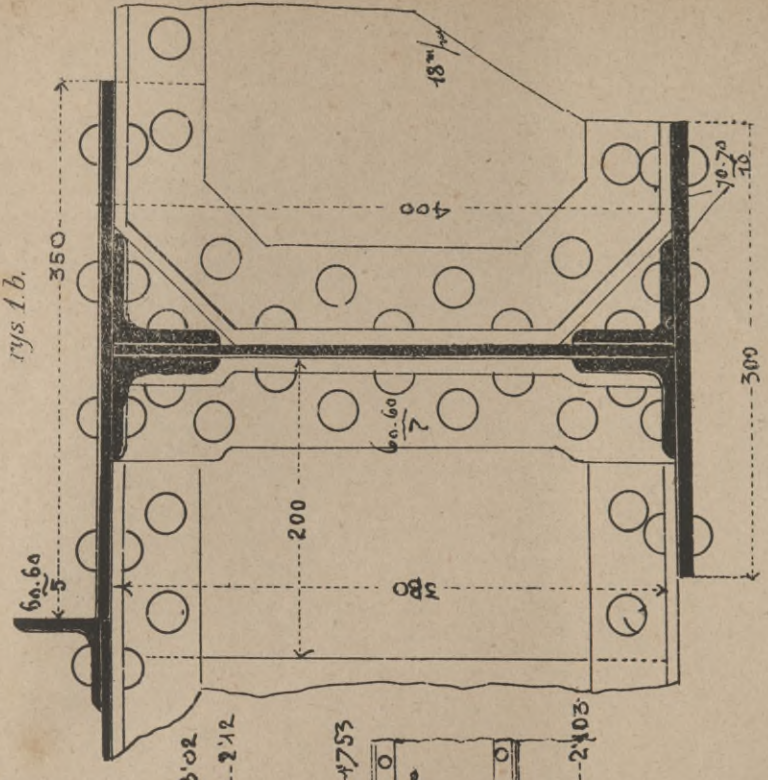






MOSTY BLASZANE

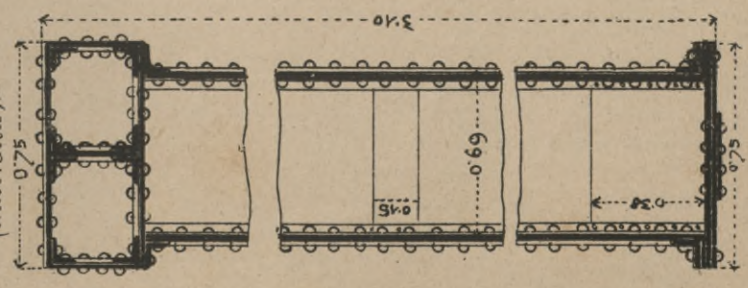
Most francuski o rozpiętości 4 m.



Przekroje belek

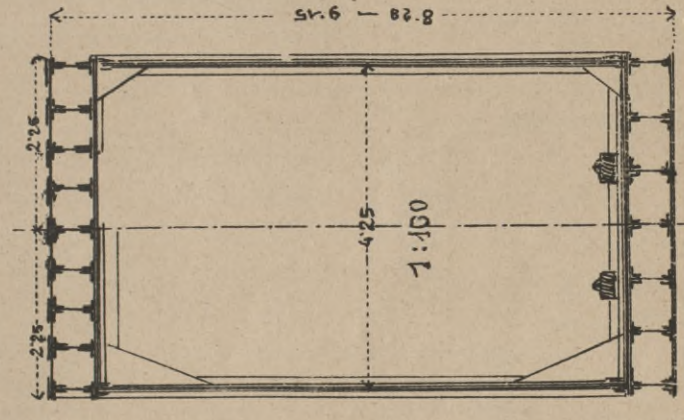
Rys. 2.

Most nad Saltwater (Australia)



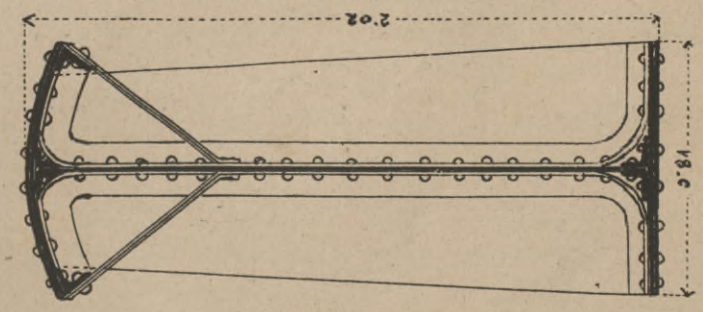
Rys. 4.

Most Britannia



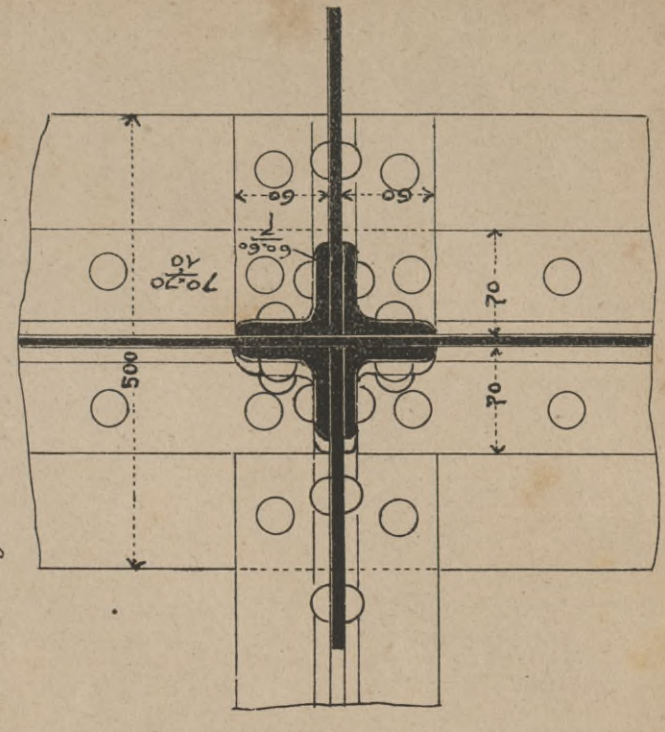
Rys. 3.

Most nad ulicą Randolphe (Londyn)



1:4

rys 1.a.



*D. Schmitt*

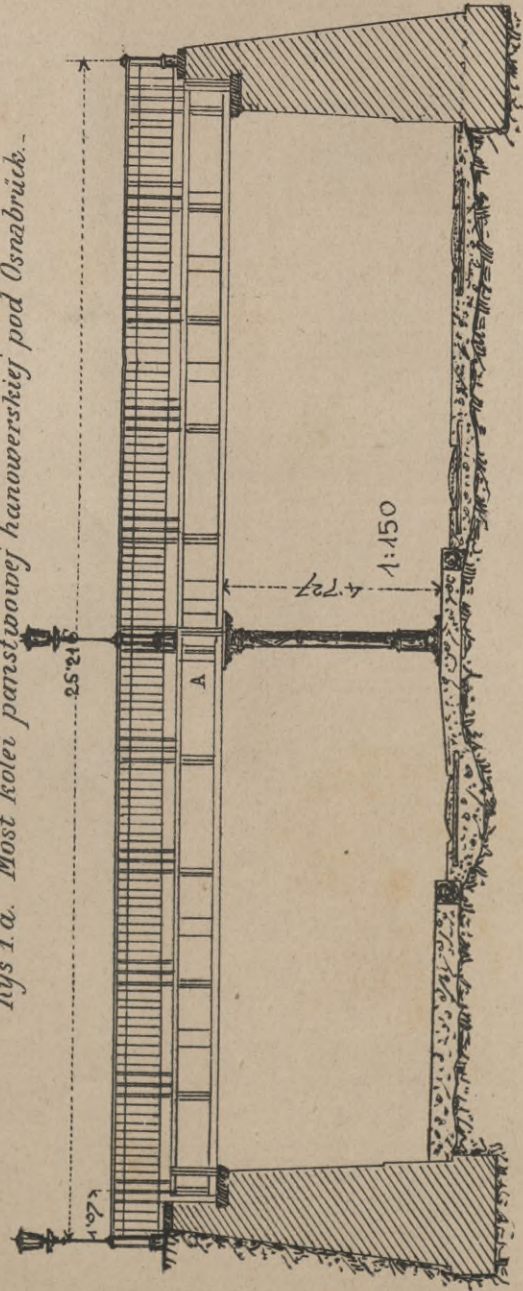






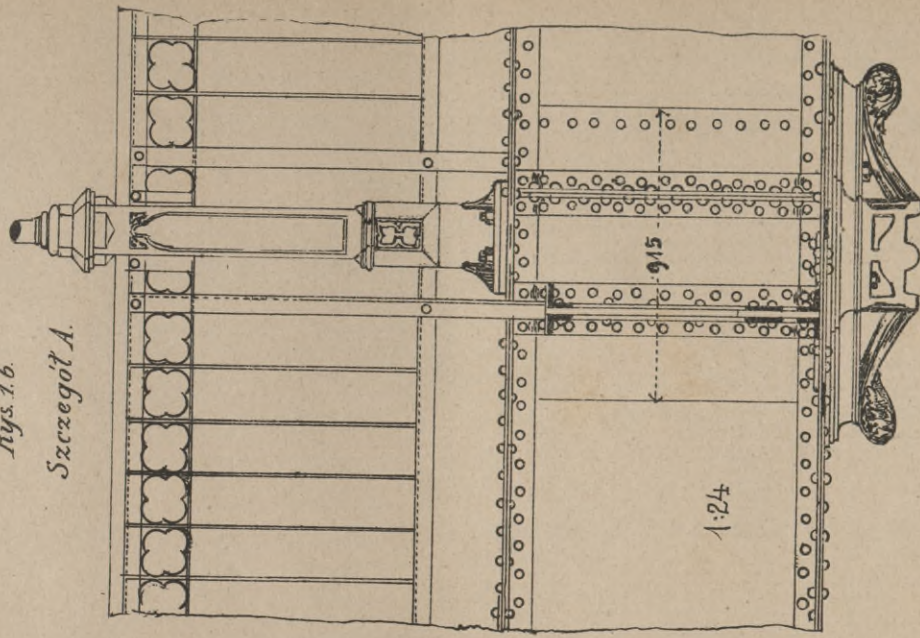
# MOSTY BLASZANE

Rys 1. a. Most kolei państwowej hanowerskiej pod Osnabrück.



Rys. 1. b.

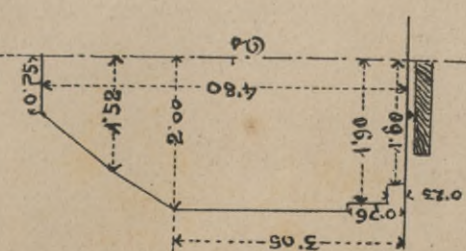
Szczegół A.



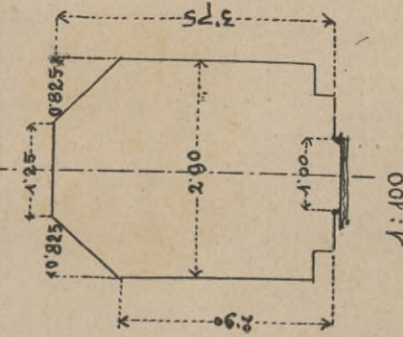
1:24

Przekroje wolnego przegazdu.

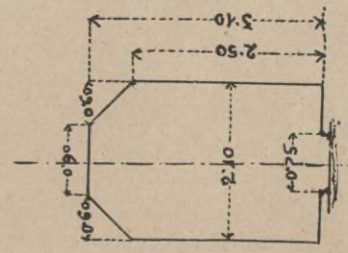
Rys. 2. a.



Rys. 2. b.

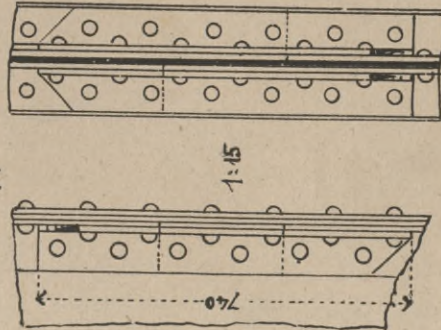


Rys. 2. c.

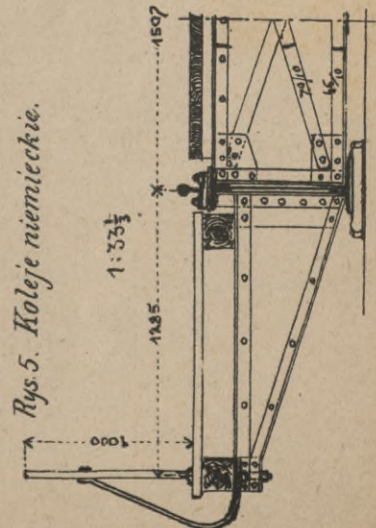


Rys 3. Krycie kątownek

(Stal państwowa)

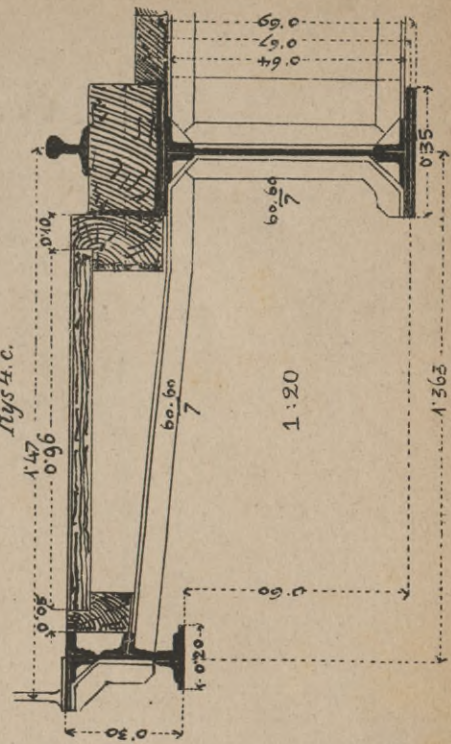


Rys. 5. Koleje niemieckie.



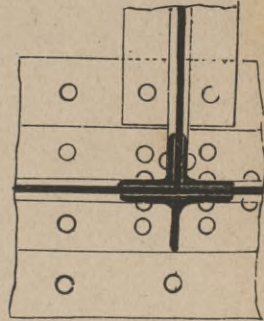
Koleje francuskie.

Rys 4. c.

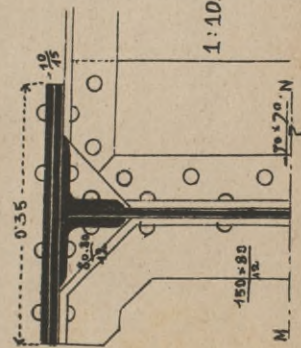


Rys. 4. b.

Przekroj MN.



Rys. 4. a.



B. Schmitt







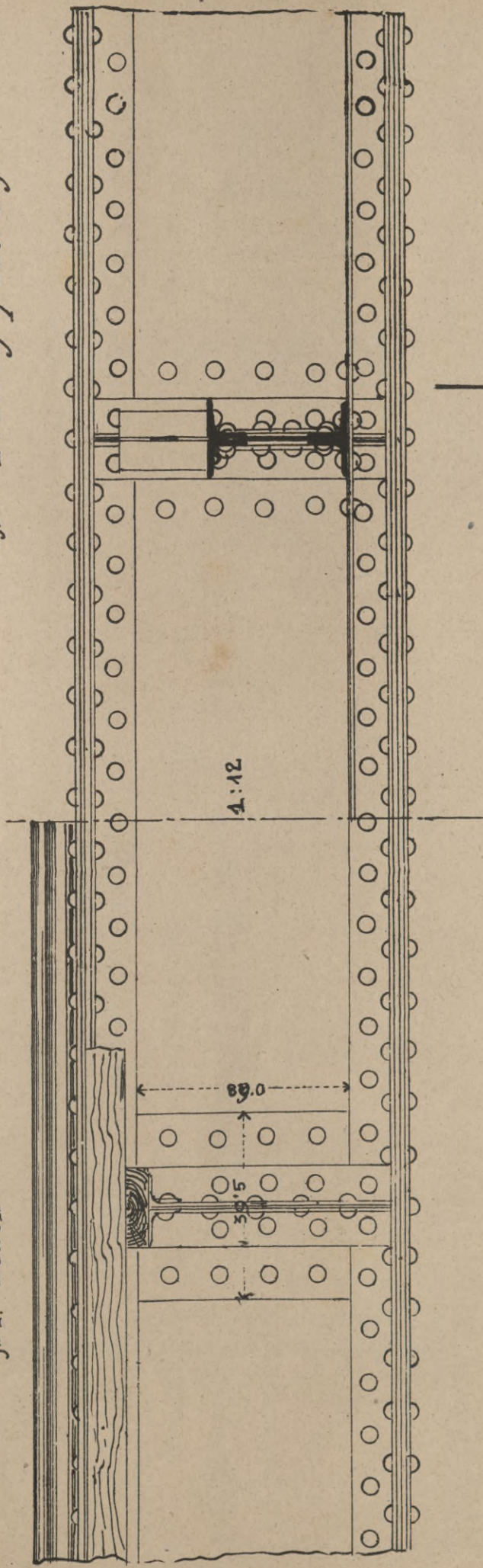






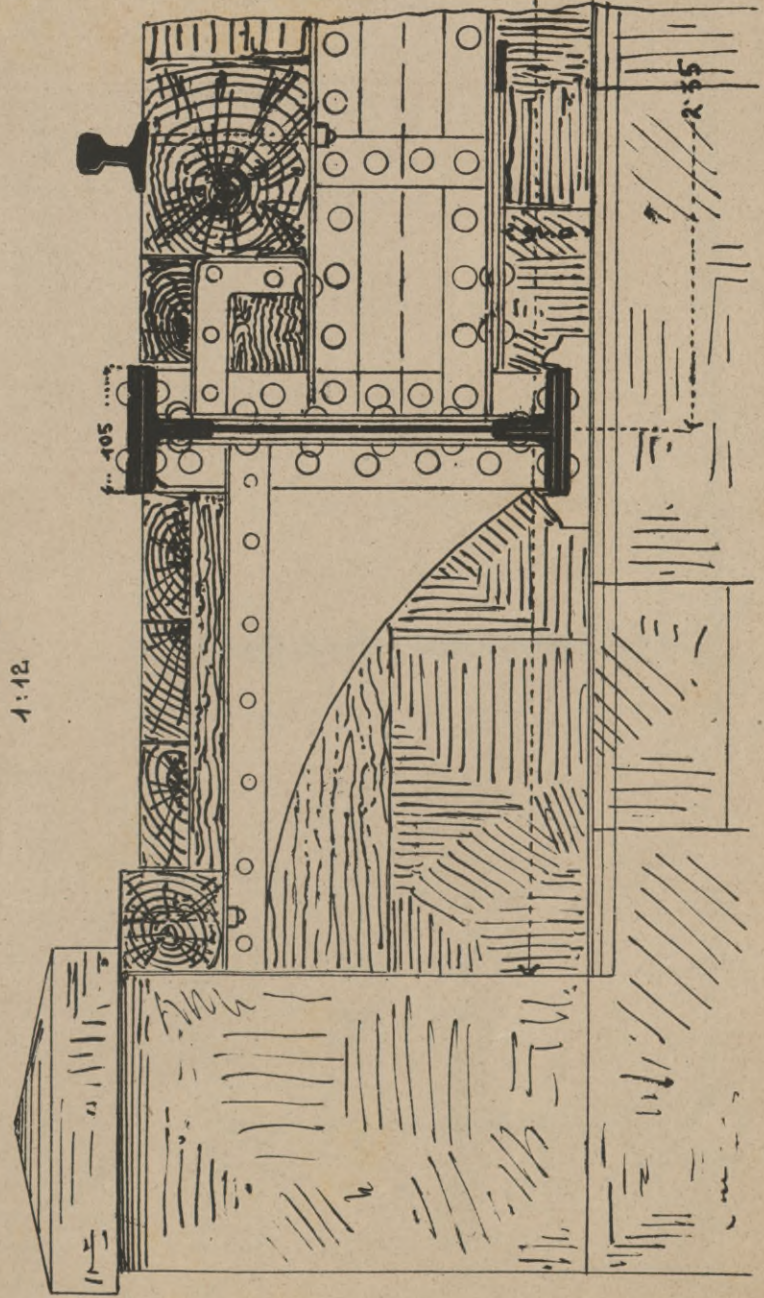


rys 1. Widok.



rys 2. Przekrój podłużny.

rys 3 Przekrój poprzeczny.



rys 4. Przekrój poziomy.

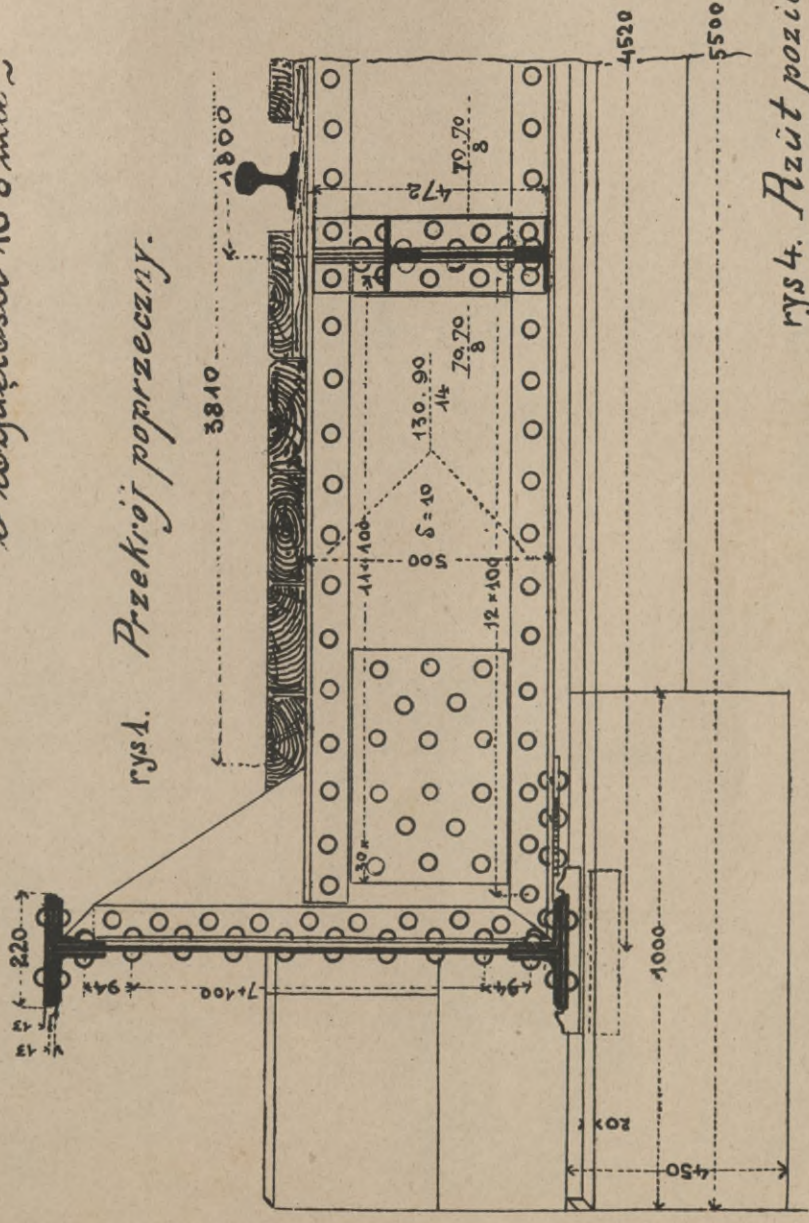




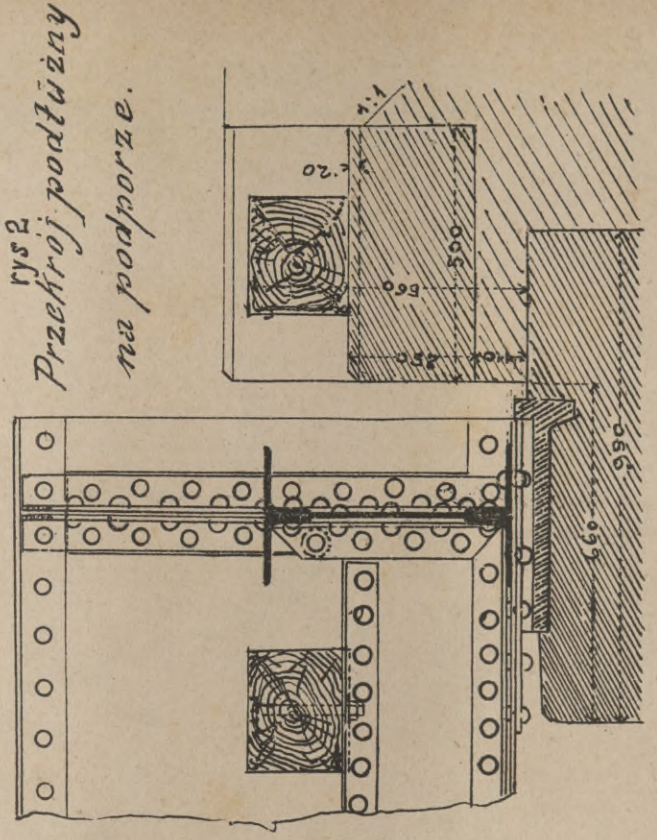


Most blaszany austriacki: kolejni państw.  
o rozpiętości 108 metr.

Tabl. 9

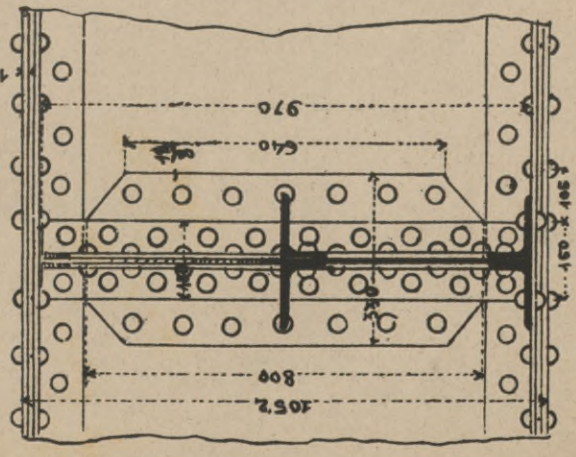


rys. 1. Przekrój poprzeczny.

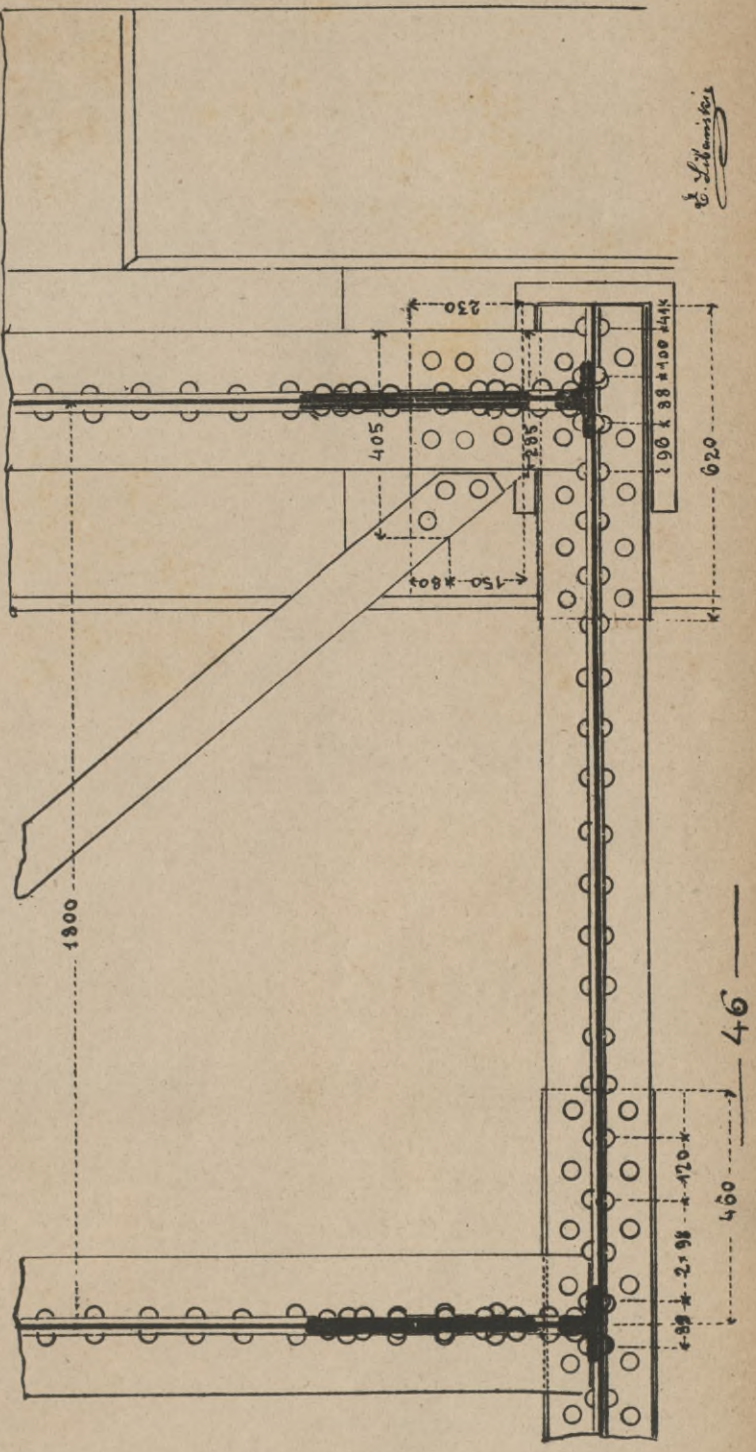


rys. 2. Przekrój podłużny na podporze.

rys. 3. Przekrój podłużny.



rys. 4. Azut poziomy.



Thullu. Mosty blaszane.

W. Schmitt







Progi podłużne

rys 1 Pomost z progów Kolei Uteaborg w Finlandyi.

rys 2a



1:30

1600

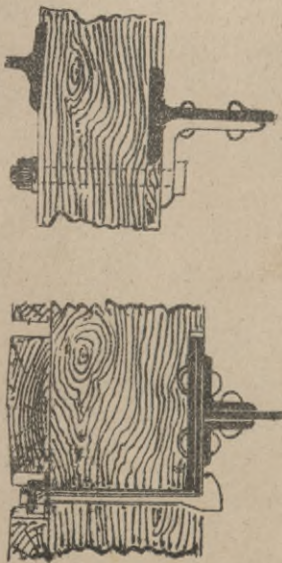


298

1:30

Utwierdzenie progów poprzecznych

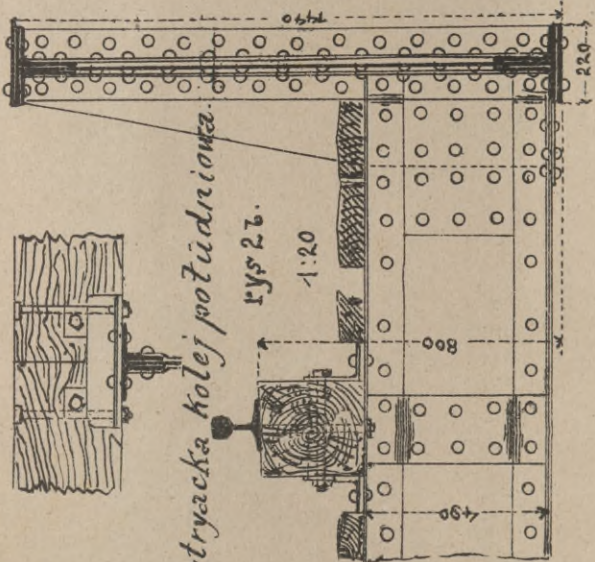
Kolei Venlo-Hamburg



rys 2b

1:20

Austryacka kolej południowa

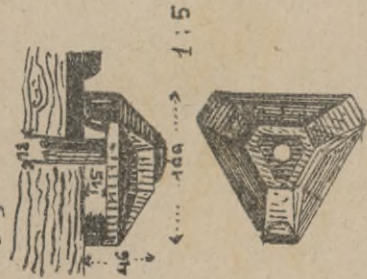


rys 6

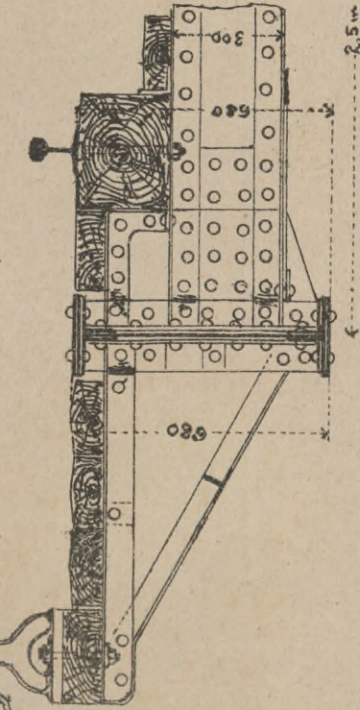
Austryacka kolej południowa

Kolej państwowa bawarska

rys 5

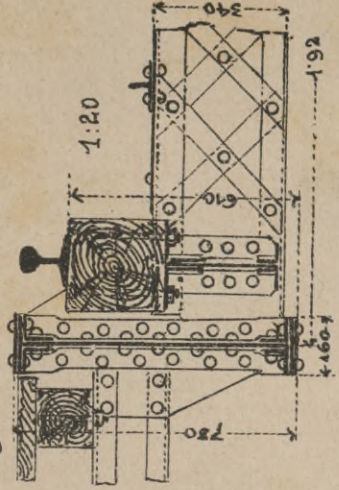


1:5



Koleje włoskie

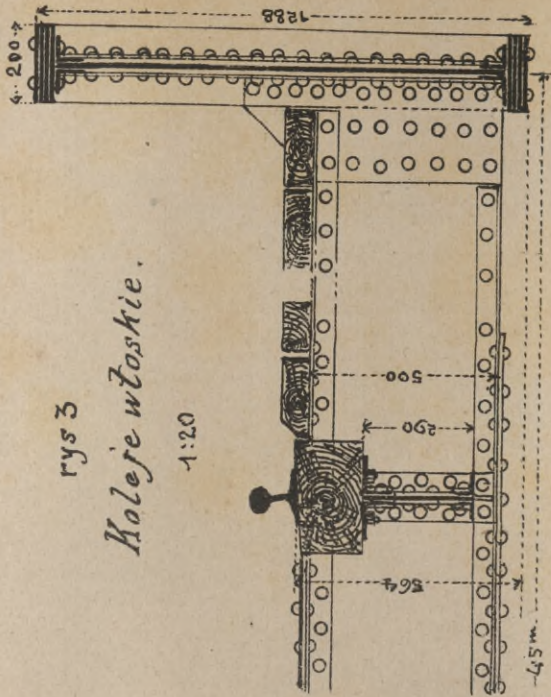
rys 7



rys 3

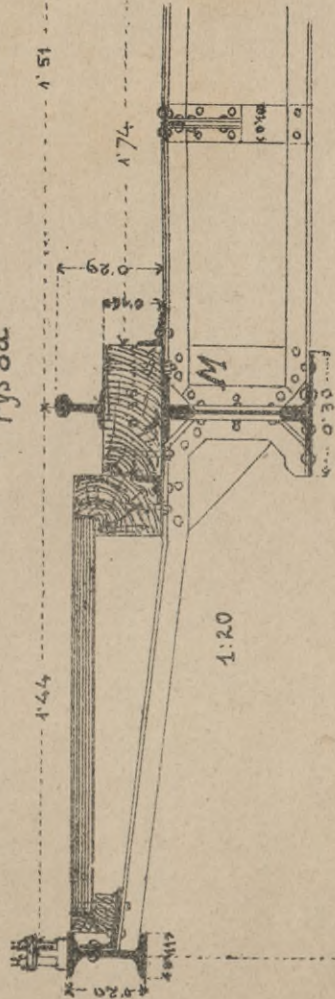
Koleje włoskie

1:20



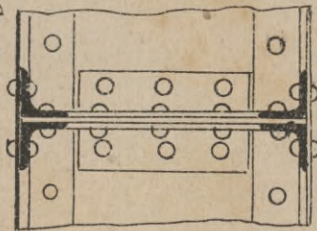
Koleje francuskie

rys 8a

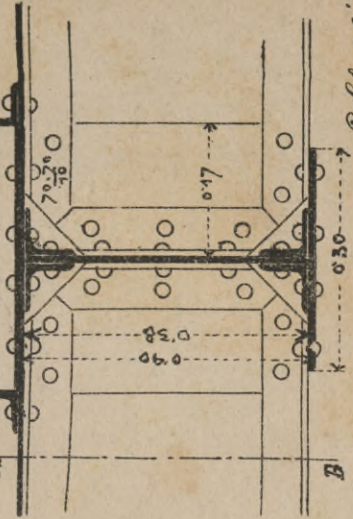


rys 8b. Przekroj AB

1:5



rys 8c Szczęgot M



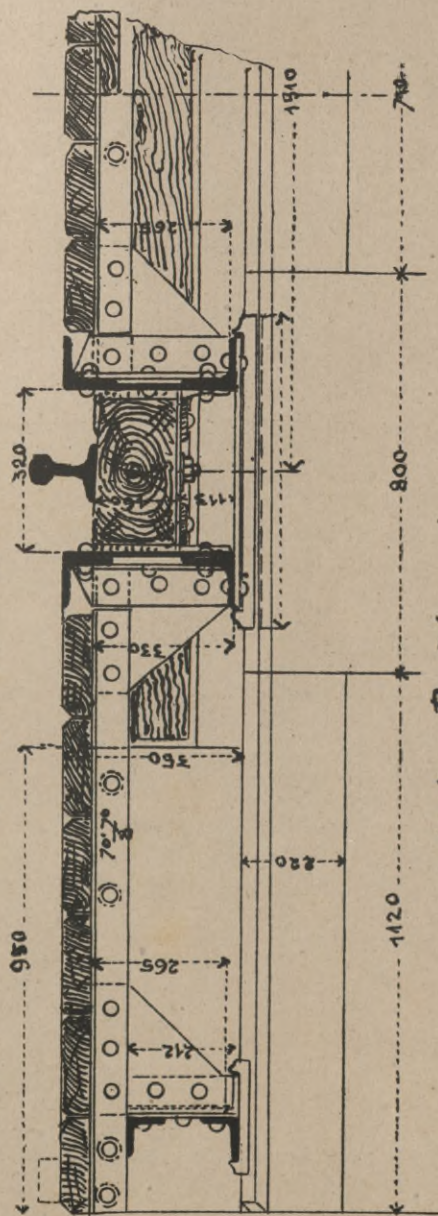




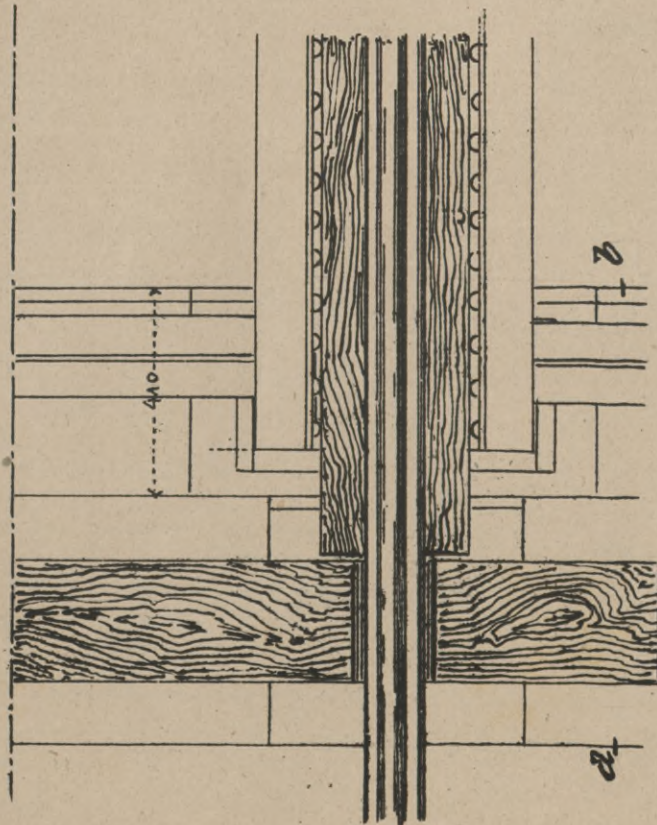


Dwojaki austry: kolei mainstw.

rys. 1. Przekrój poprzeczny.

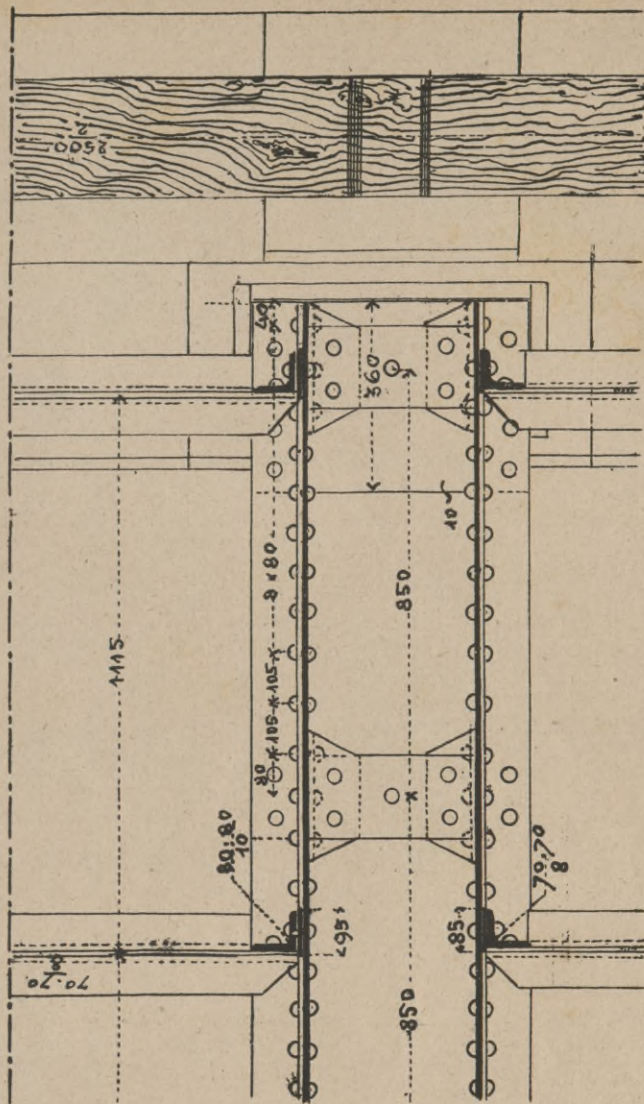


rys. 3. Rzut poziomy.

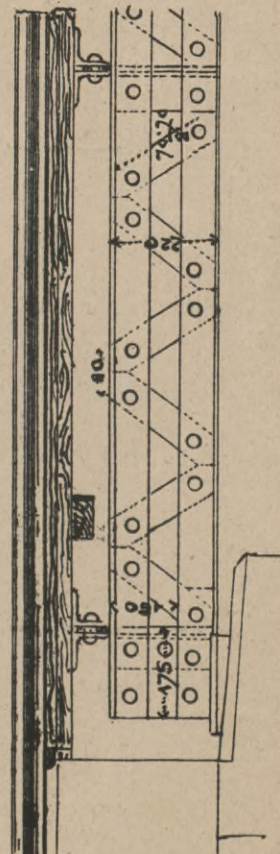


1:15

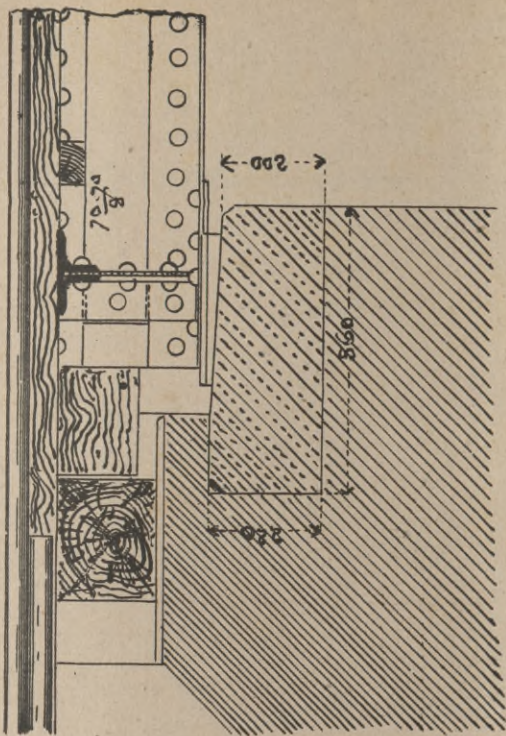
rys. 4. Przekrój poziomy



rys. 5. Widok.



rys. 2. Przekrój podłużny a b.



E. Schmitt













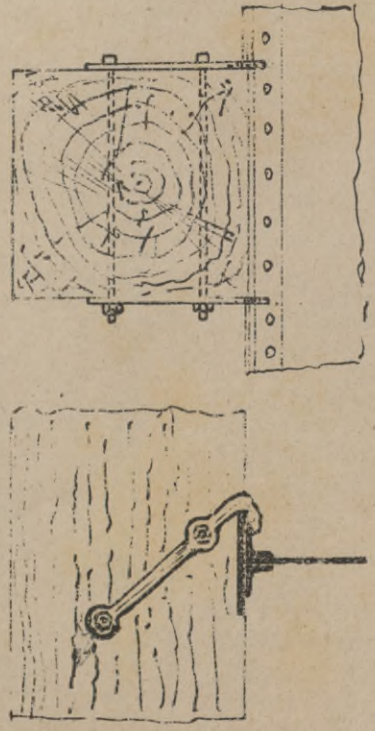


*Szwajcaryja*

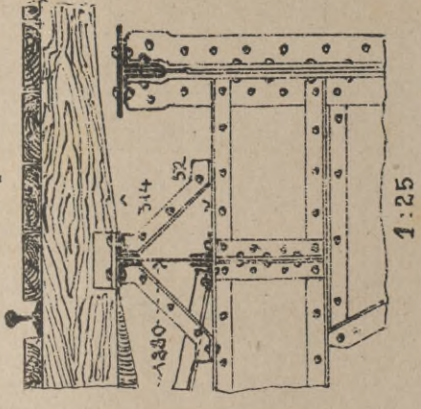
*położenie*

Tabl. 13.

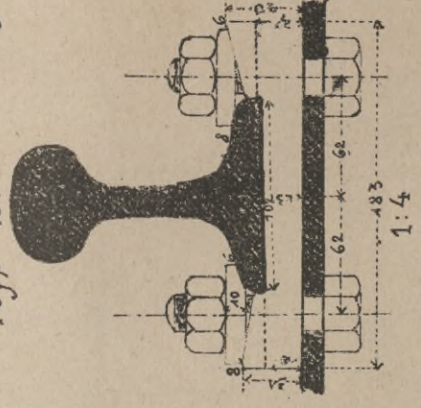
Rys 1. Most nad Wiarem.



Rys 11. Most nad Saalą pod Bernburg.



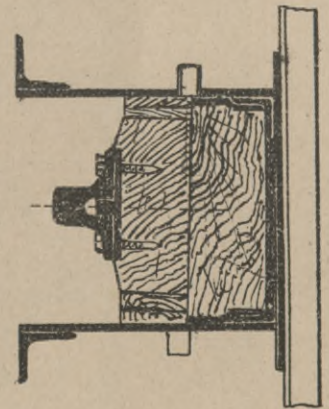
Rys 10.



Rys 9

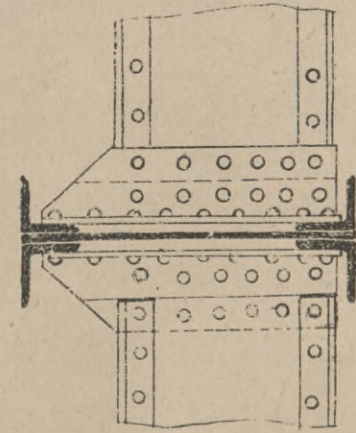


Rys 3. Most nad Forth.

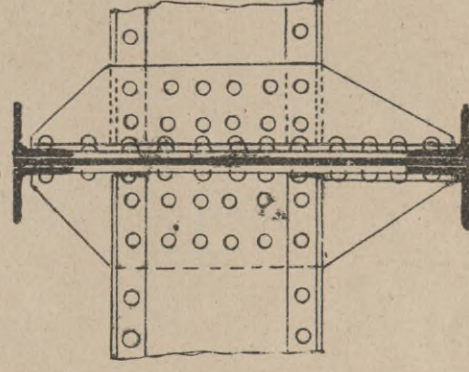


Most nad Mozelą pod Bullay.

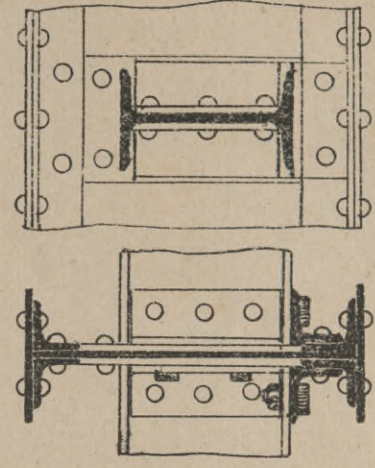
Rys 7a



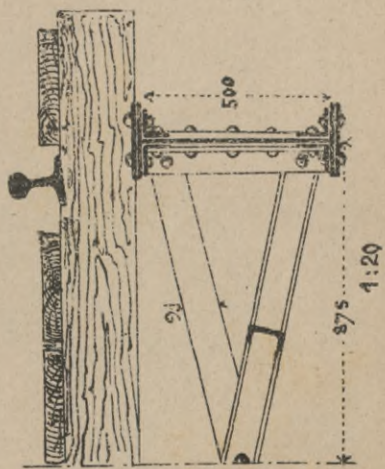
Rys 6



Rys 8.

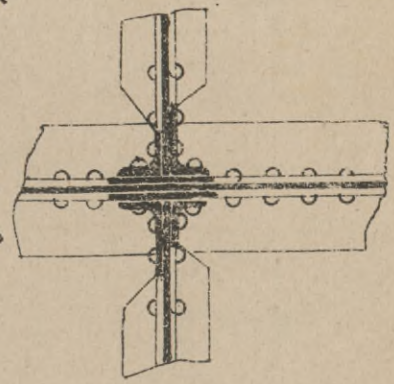


Rys 2. Kolej szwajcarska północ. wsch.

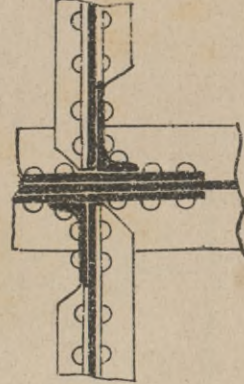


Rys 7b

1:20



Rys 6b.



Rys 12.



1:10

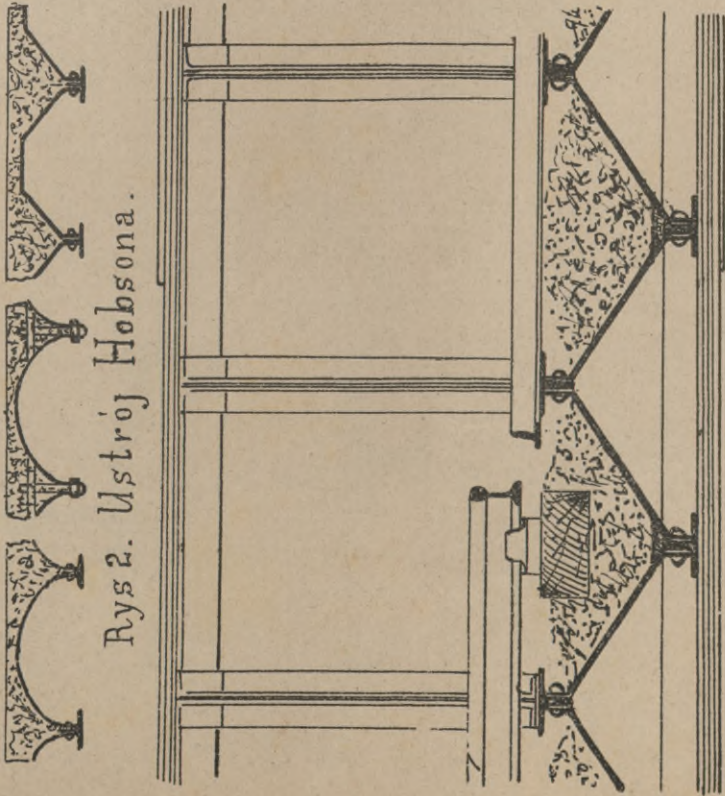




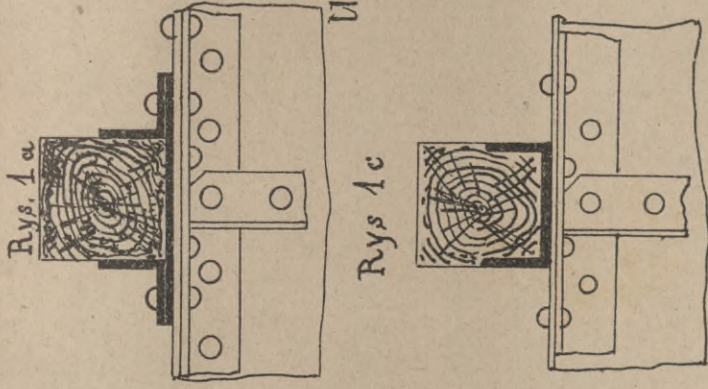


# Progi podłżine

Tabl. 14.



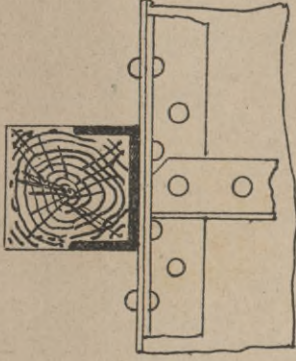
Rys 2. Ustrój Hobsona.



Rys 1a

Rys 1c

Ustrój Fuchsa.

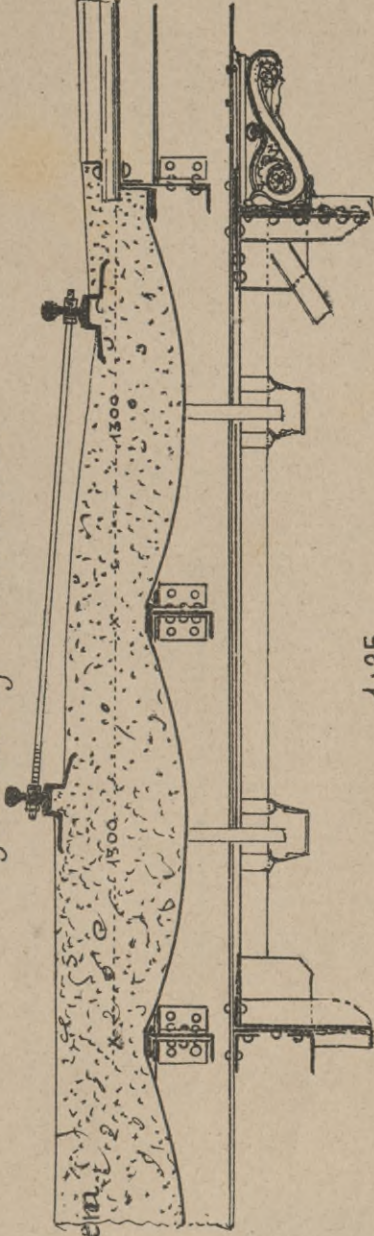


Rys 1b

Rys 1d

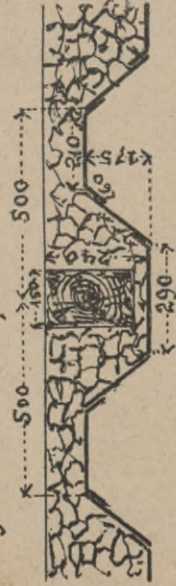
1:10

Rys 3. Kolej berlińska.



1:25

Rys 4. Most pod Cernawodą nad Dunajem

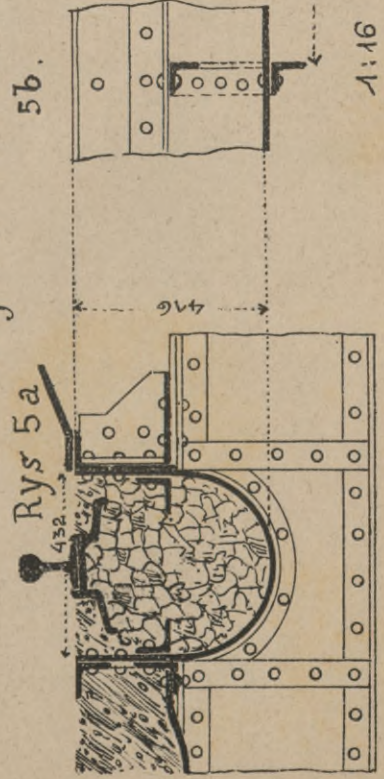


1:10

kolej berlińska.

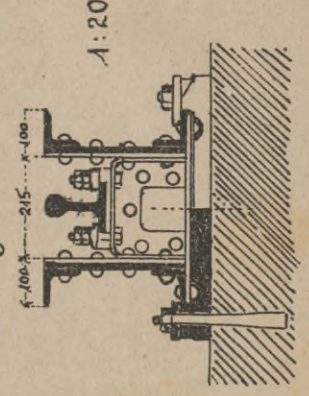
Rys 5a

5b.



1:16

Rys 6. Kolej Osterrath-Essen.



1:20

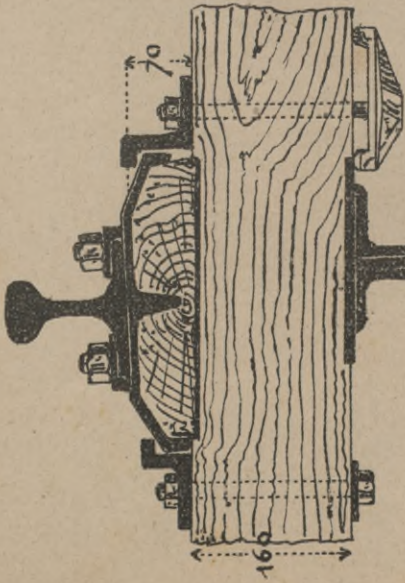






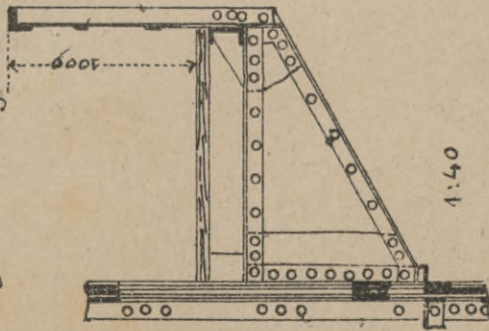
# Wsporniki i poręcze

Tabl. 45



Rys 1. Most pod Elisenfels.

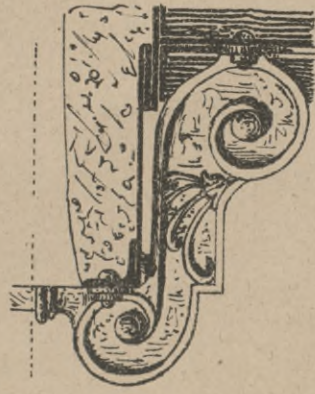
Rys 4. Kolej Iwanogradzka.



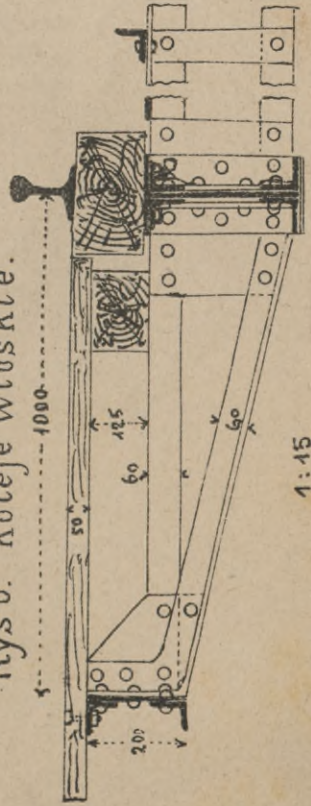
1:40

Rys 5. Francuski most ogrodowy.

1:25

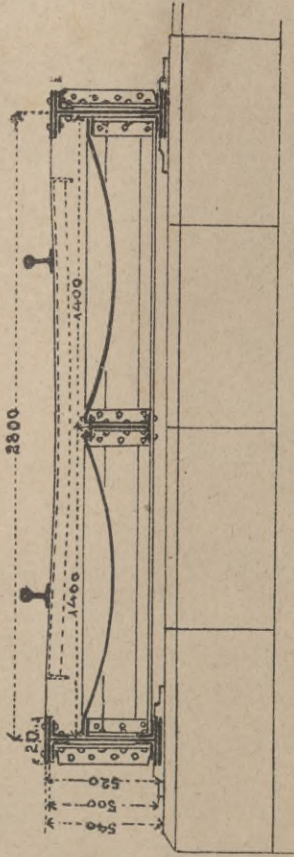


Rys 6. Kolej wtoskie.



1:15

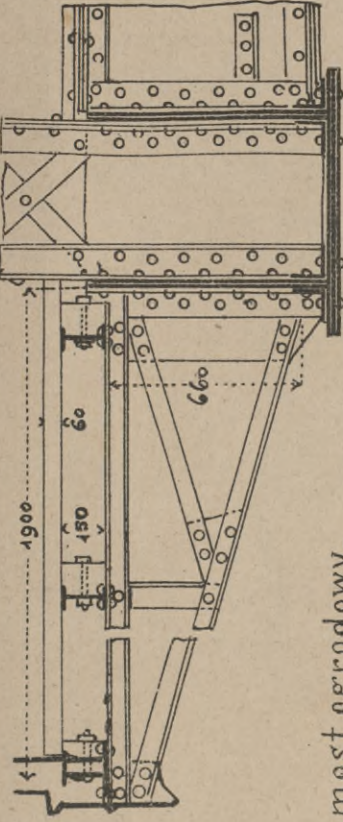
Thullie. Mosty blaszane.



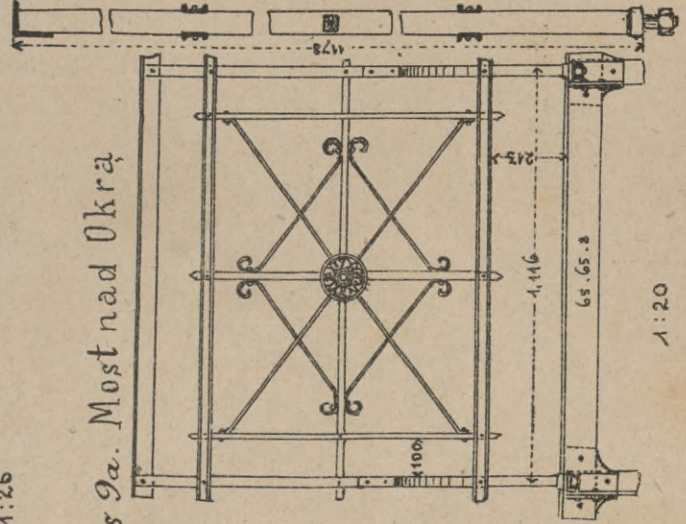
Rys 7. Kolej odenwaldzka.

1:33 1/3

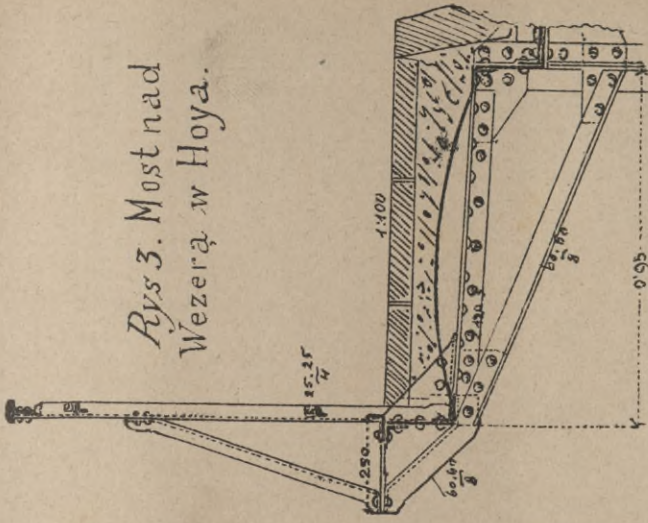
Rys 8. Most nad Renem koło Mannheim.



Rys 9a. Most nad Okrą



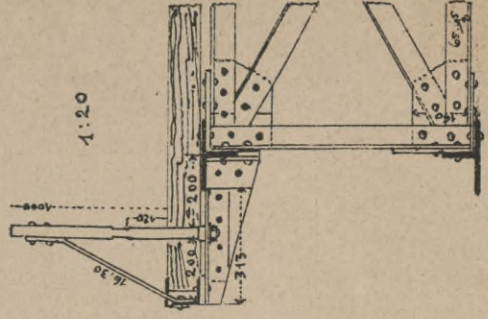
1:20



Rys 3. Most nad Węzera w Hoya.

1:20

Rys 9z. Przekrój.



1:20













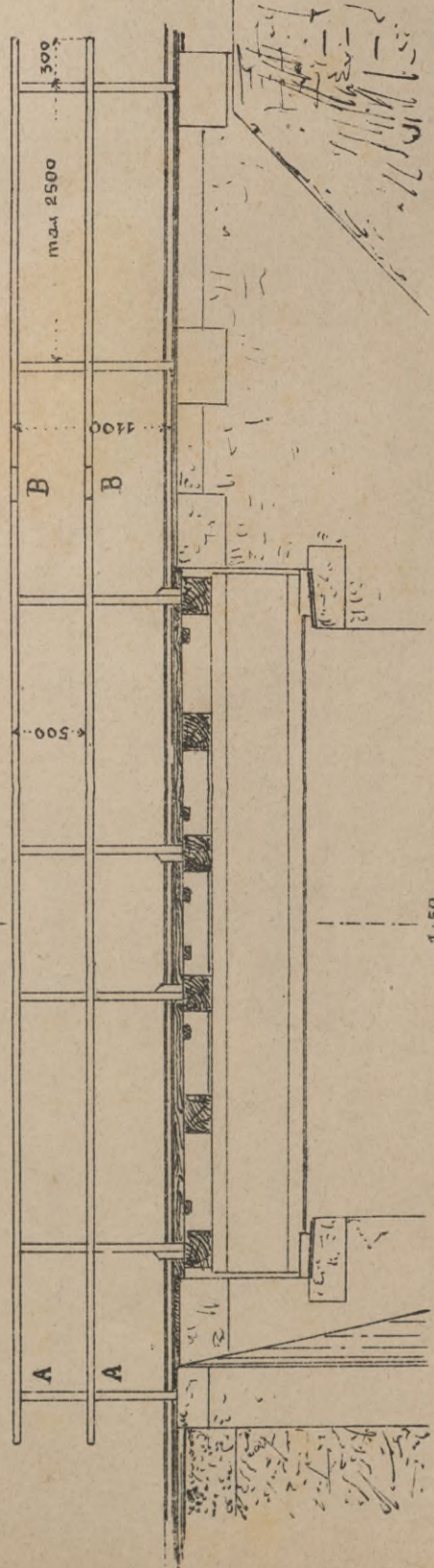
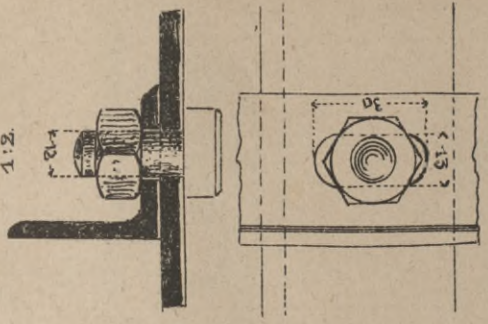


**POKĘCZE**

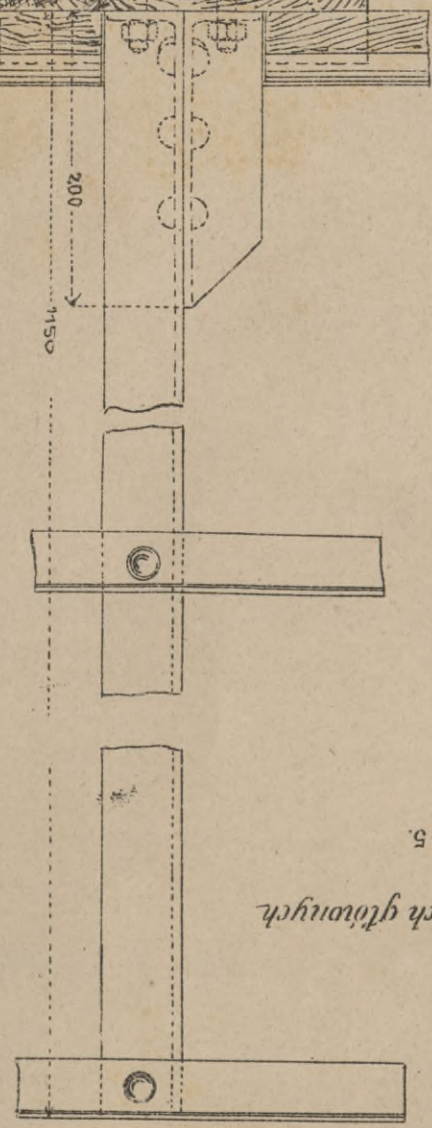
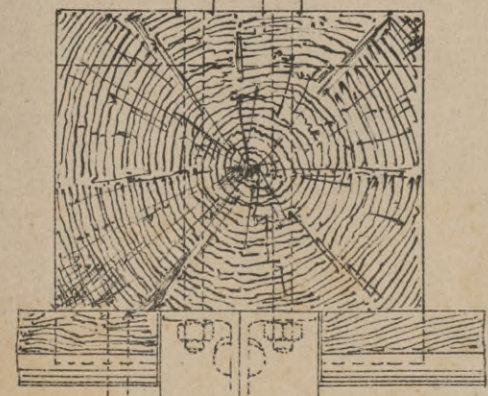
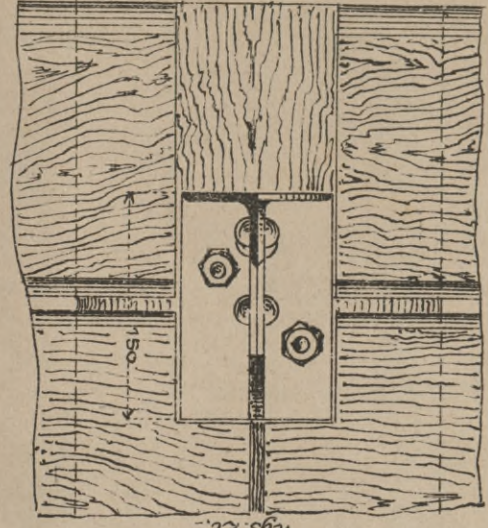
*Tuście Most kolei państwowej austriackiej.*

*Rys. 1b. Szczegóły A.*

1:2.



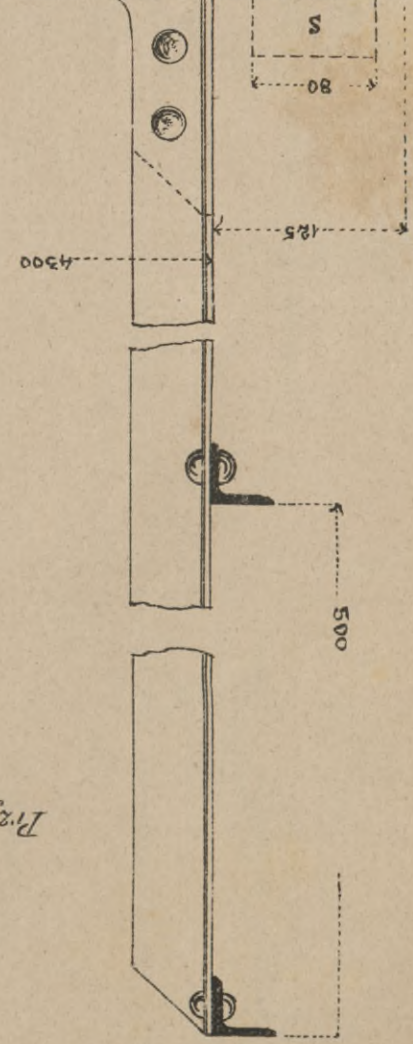
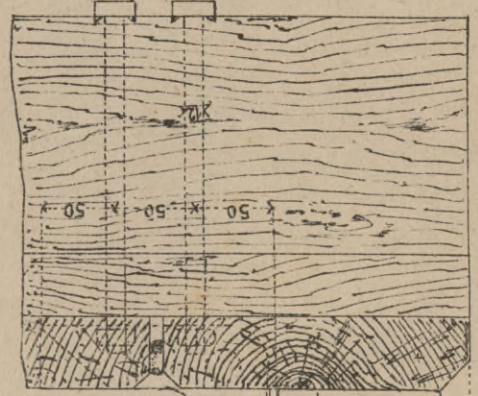
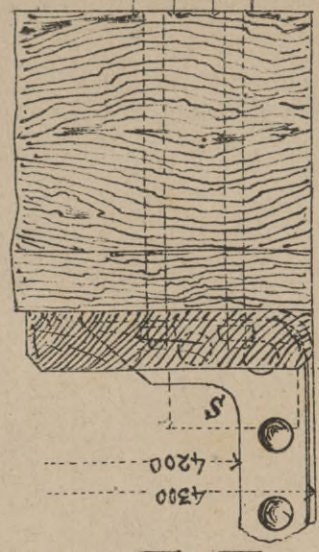
1:50.



*Rys. 2b*

1:5.

*Przy kołach głównych*



*Rys. 2a*

*Przy kołach lokacyjnych*

*Rys. 3*

*E. Libanicki*

*Mulie. Mosty blaszane.*















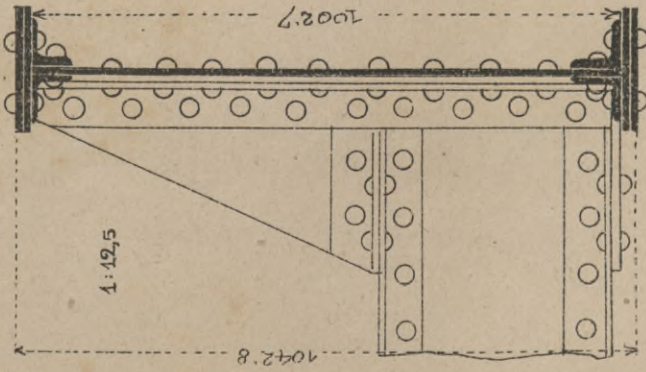




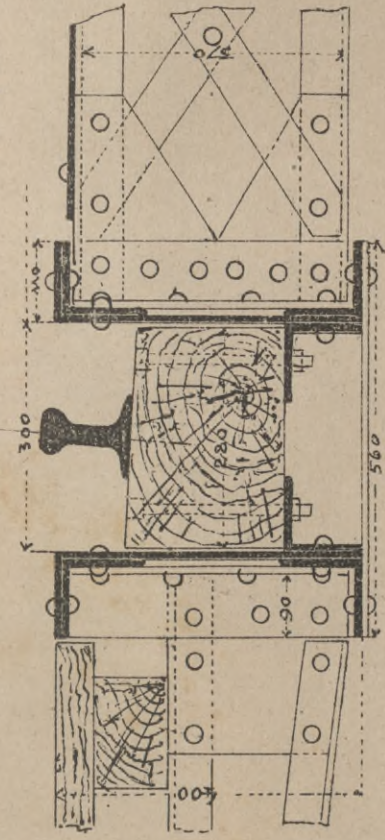




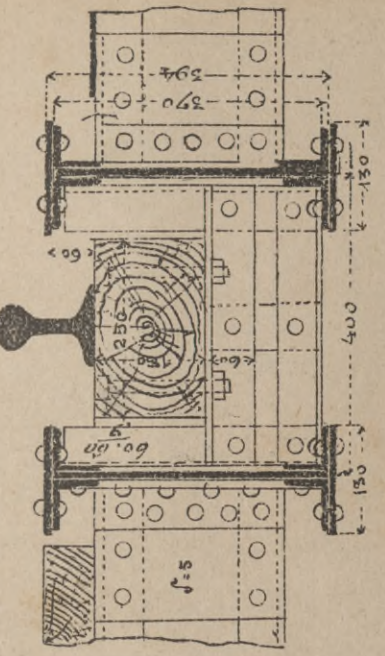
Rys. 1 Kolej bawarska państwowa.



Rys. 3. Dwojaki kolei włoskich.



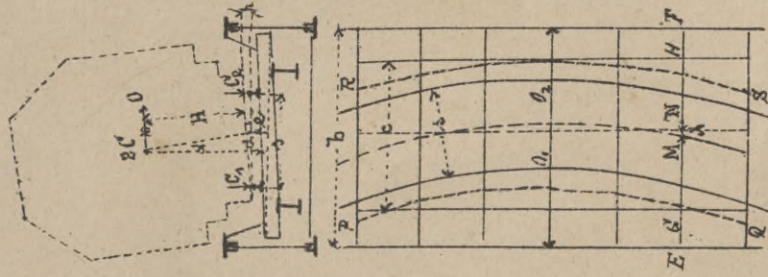
Rys. 4.



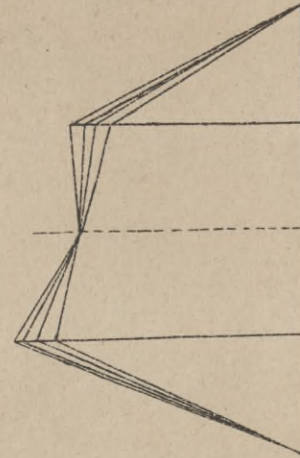
1:40.

Obwiednia momentów dla poprzecznic w łuku.

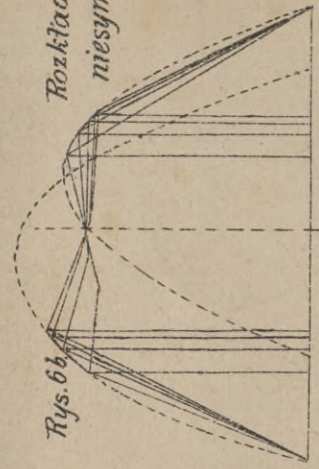
Rys. 5. Mosty w Tulu.



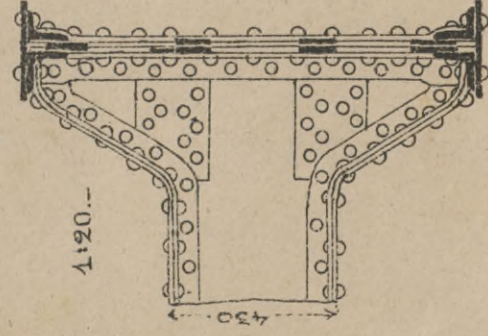
Rys. 6a. Rozkład symetryczny.



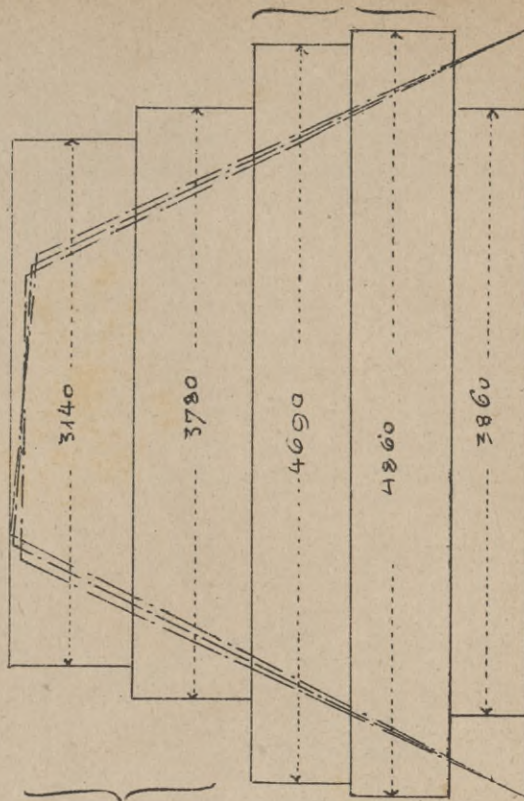
Rys. 6b. Rozkład niesymetryczny.



Rys. 2 Most nad Okrą kolei państwa brunszwickiej.



Rys. 7a. Rozkład materiału poprzecznicy mostu nad Woltawą



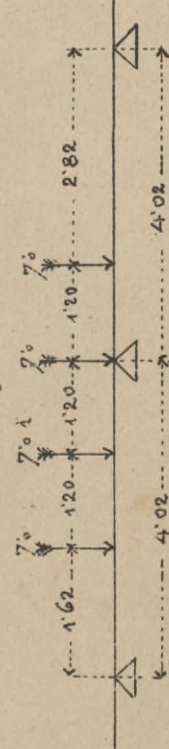
nakładki

kątowniki górne

kątowniki dolne

blacha stojąca

Rys. 7b.



Thullie. Mosty blaszane.



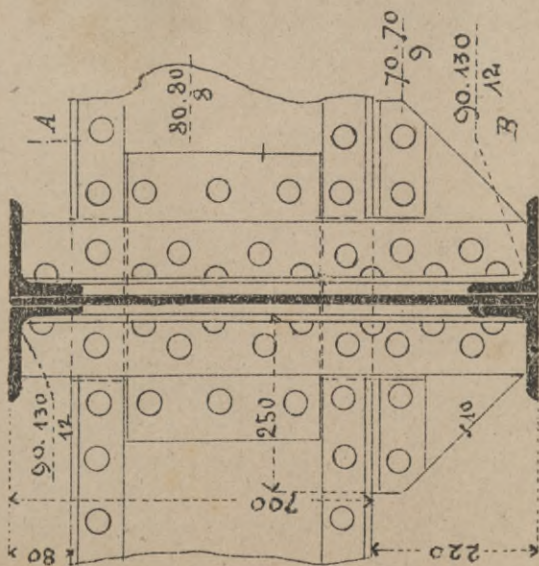




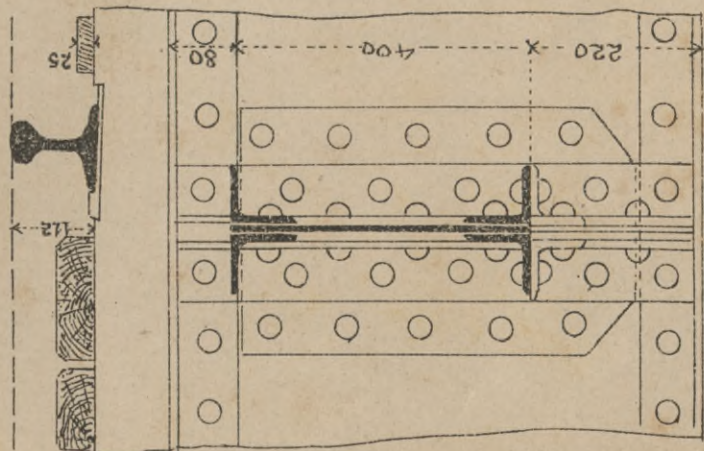
POKŁAD I POMOST.

Tabl. 21

Rys. 1a. Most nad Łęgiem pod Zaleszanami.



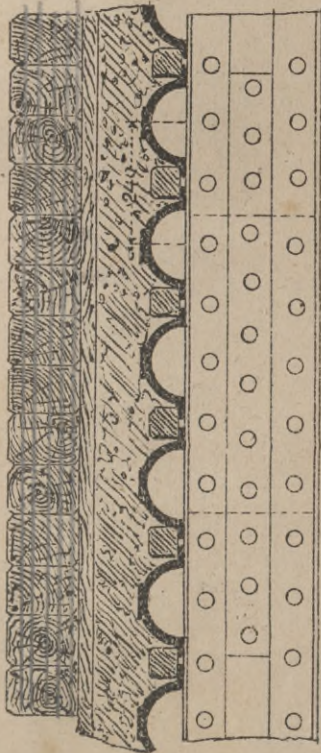
Rys. 1b. Przekrój AB.



1:10.

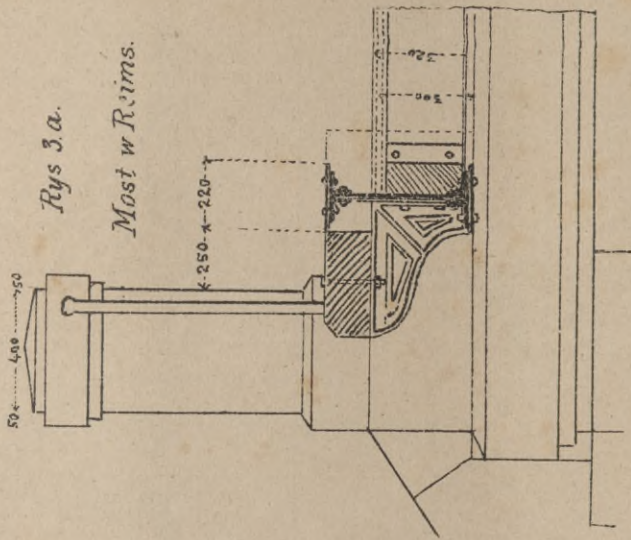
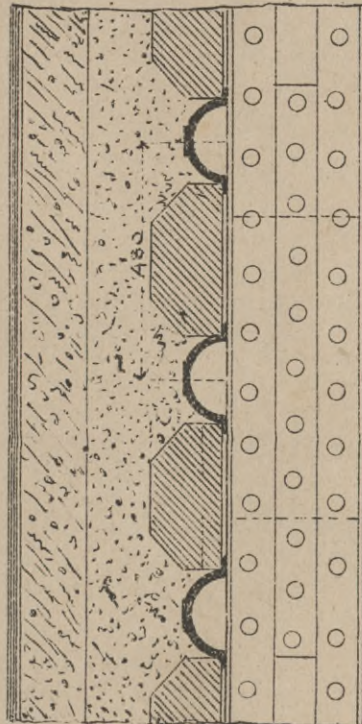
Thullie. Mosty blaszane..

Rys. 2a. Most nad Menem w Frankfurcie. Przekrój pomostu.



1:15.

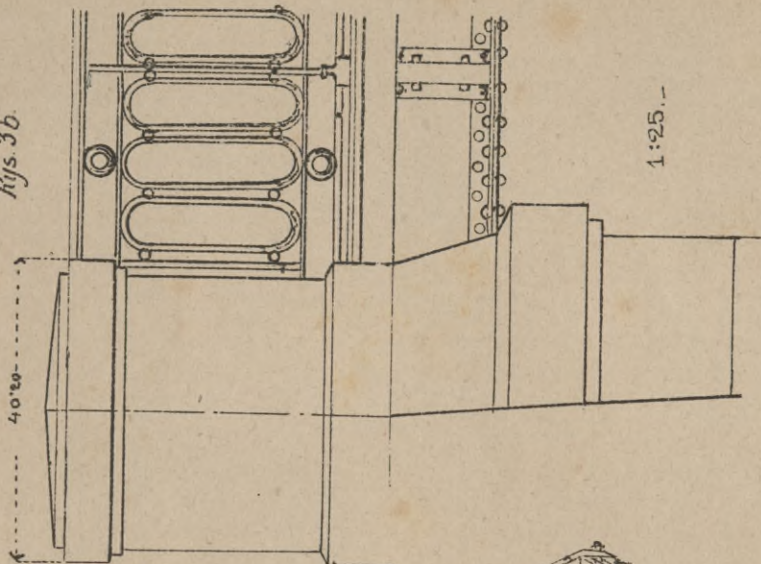
Rys. 2b. Przekrój chodnika..



Rys. 3a.

Most w Rims.

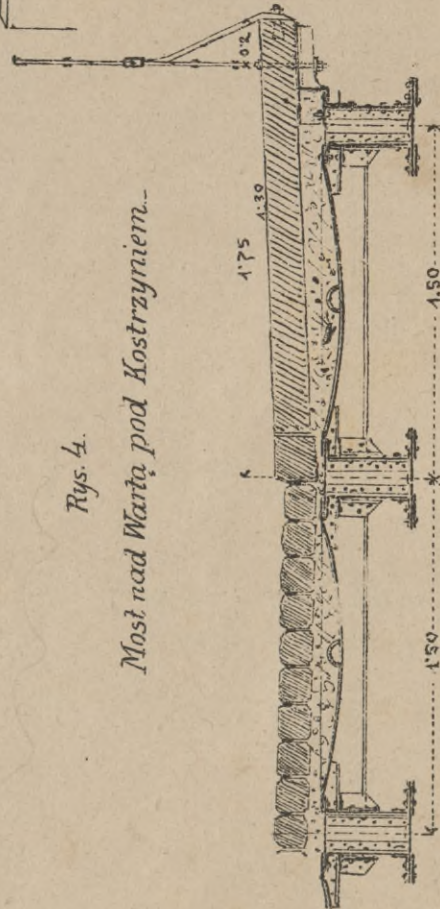
Rys. 3b.



1:25.-

Rys. 4.

Most nad Wartą pod Kostrzyniem..



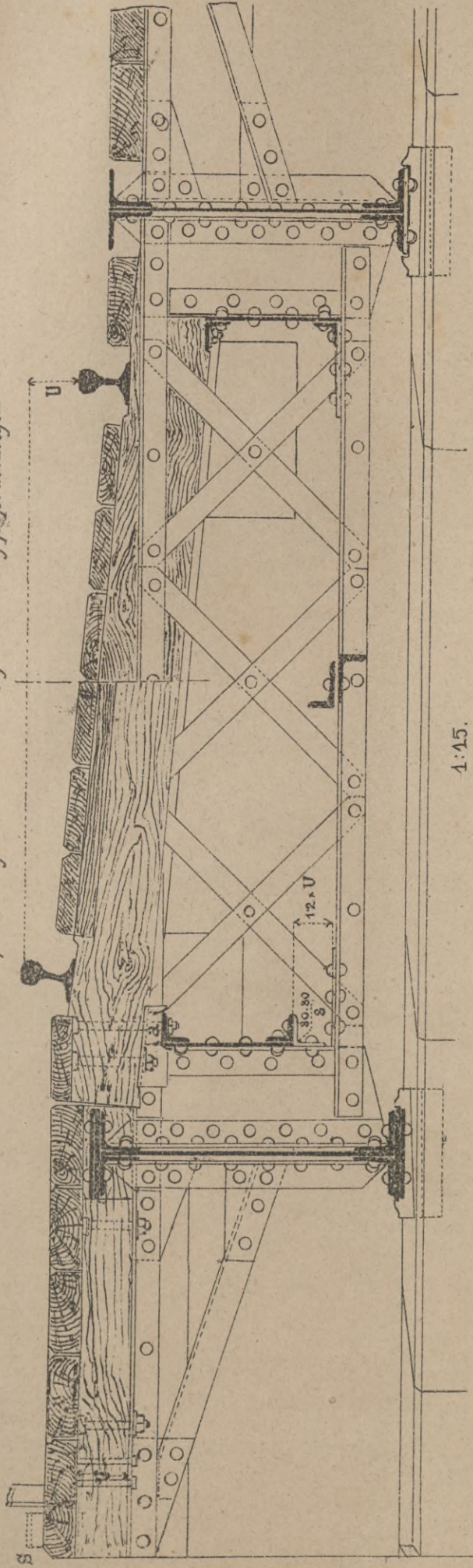
1:33 1/3



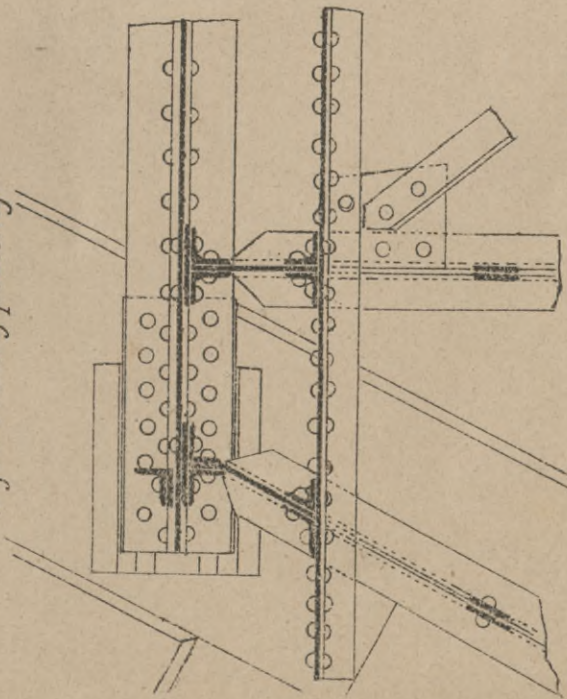




Rys. 1. Przekroj poprzeczny.

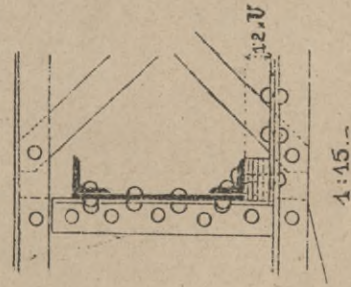


Rys. 2. Przekroj poziomy.



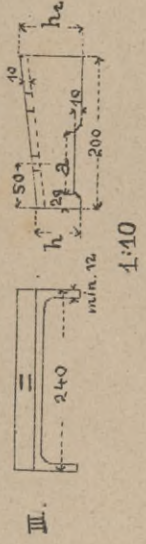
Rys. 3.

Dla przechytki do 50 mm.



Rys. 4.

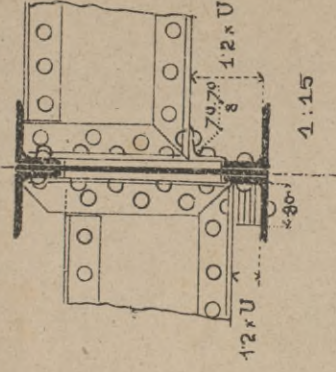
Podkładki przechytkowe.



Długość  $a$  odpowiada zawsze szerokości pasu górnego.

Rys. 3b.

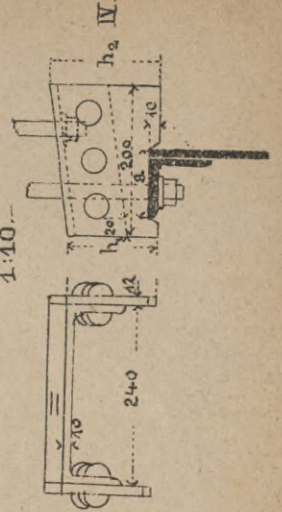
Dla przechytki nad 50 mm.



1:15.

Rys. 4b.

1:10.



Przechytko	$h_1$	$h_2$
$I_p$	w milimetrach	
44	22	39
15	32	52
16	44	64
17	55	78
18	66	90
19	77	103

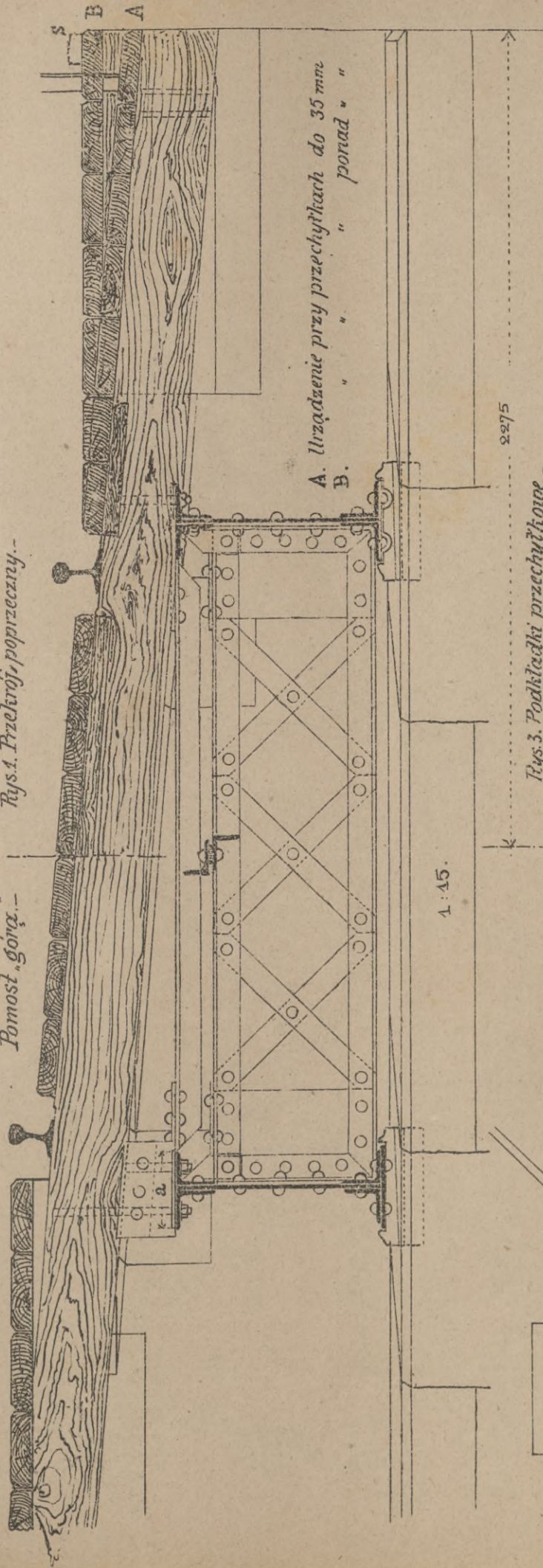




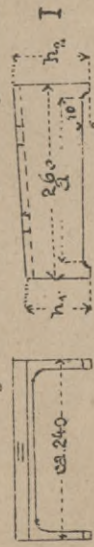


Pomost „Góra”

Rys. 1. Przekrój poprzeczny.



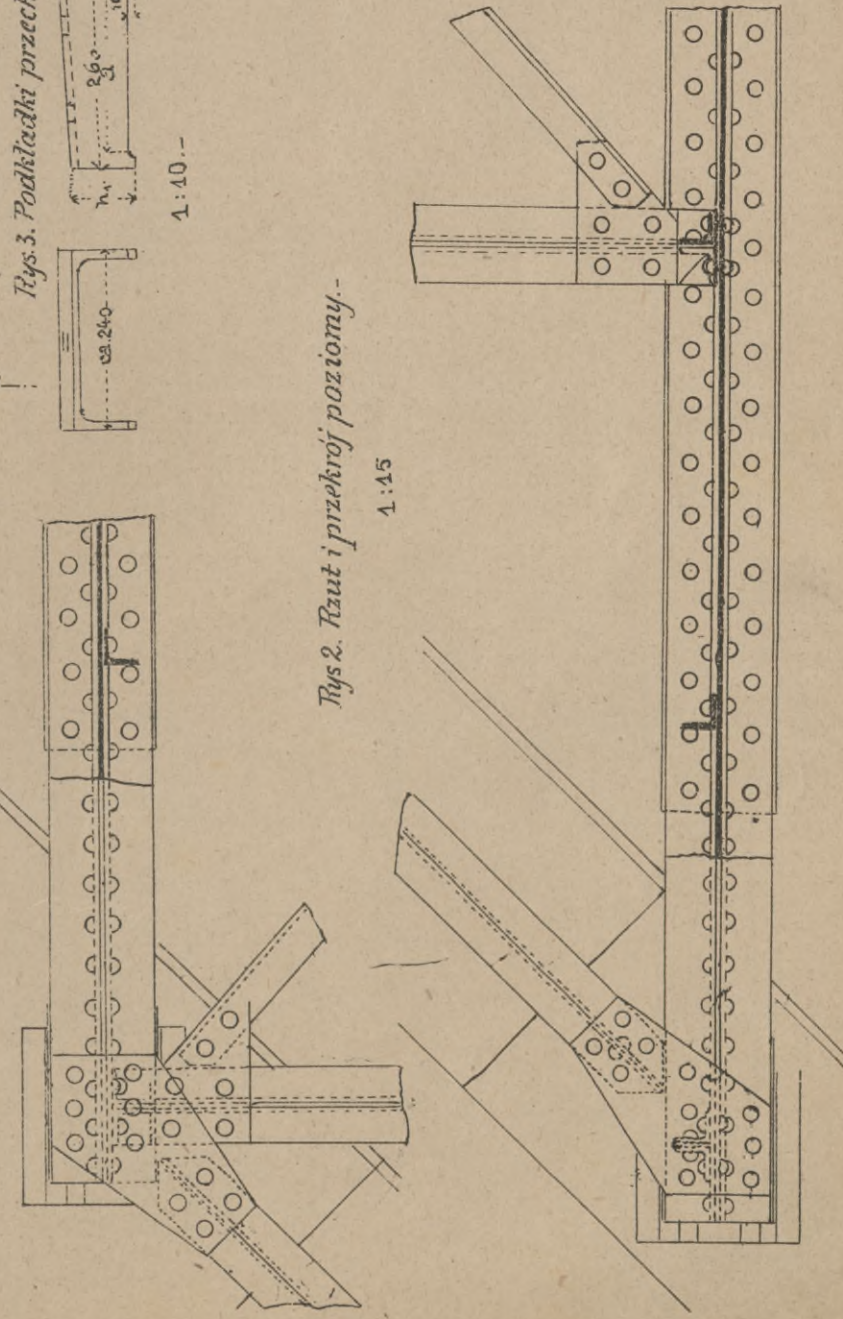
Rys. 3. Podkładki przechyłkowe.



1:40.

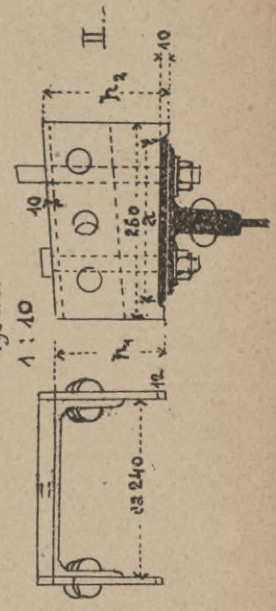
Rys. 2. Rzut i przekrój poziomy.

1:15



Nr.	Przechyłka milimetrów	Złoty		Ciężar kg.
		$n_1$	$n_2$	
1.	30	43	49	6.2
2.	40	55	62	6.8
3.	50	66	75	7.4
4.	60	77	87	7.9
5.	70	88	100	13.1
6.	80	99	113	13.7
7.	90	110	126	14.3
8.	100	122	139	14.9
9.	110	132	152	15.5
10.	120	144	164	16.1
11.	130	155	178	16.7
12.	140	166	190	17.3
13.	150	177	203	17.9

Rys. 3. b.

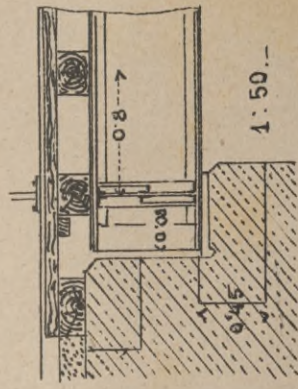




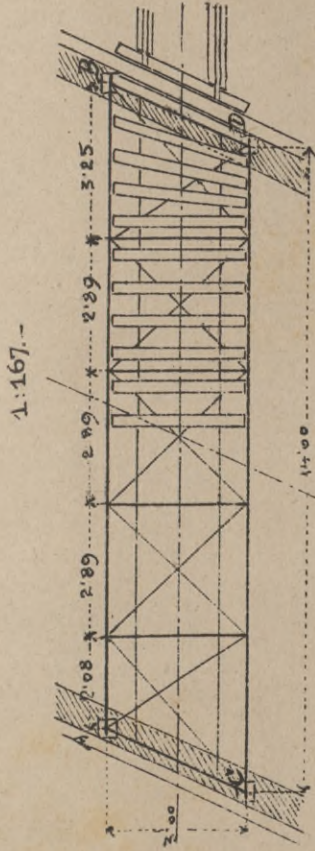




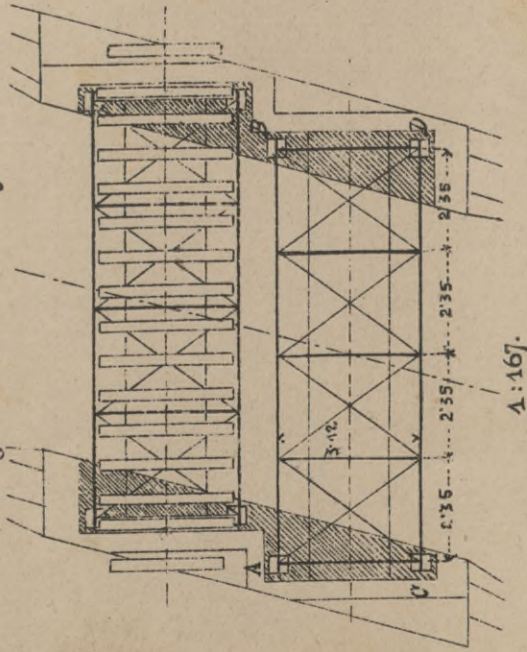
Rys. 6. Kolej austr. północno-zachodnia.



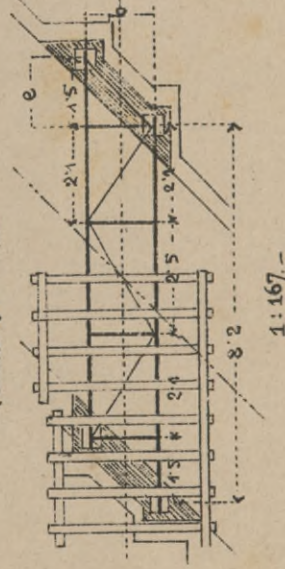
Rys. 4. Przejazd pod dworcem w Hanowerze.



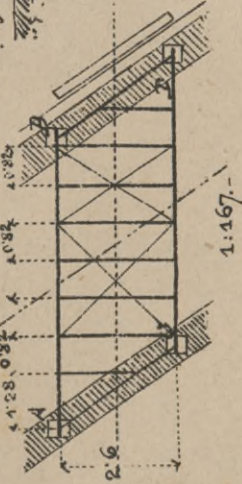
Rys. 1. Układ normalny.



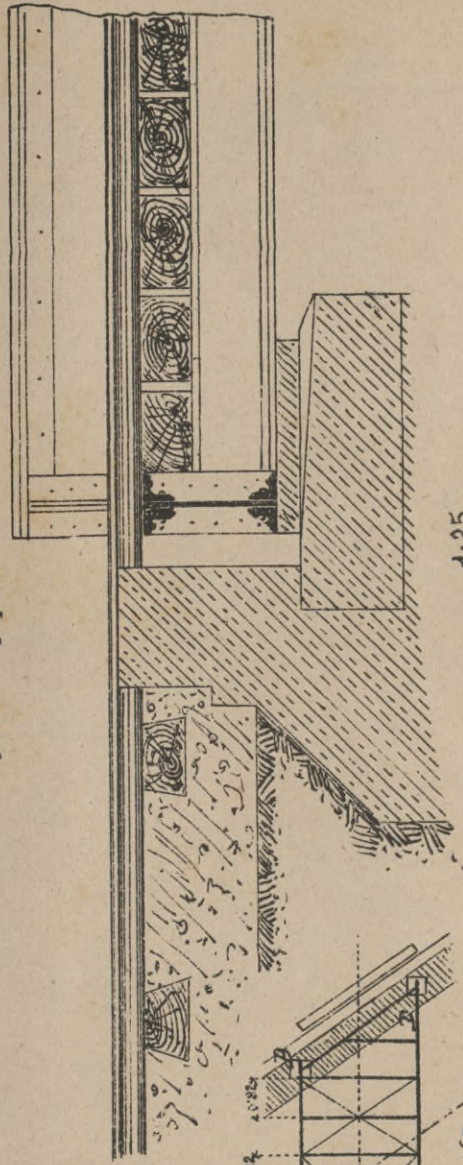
Rys. 2. Most kolejowy w sekcji Bruck (belka Gerbera).-



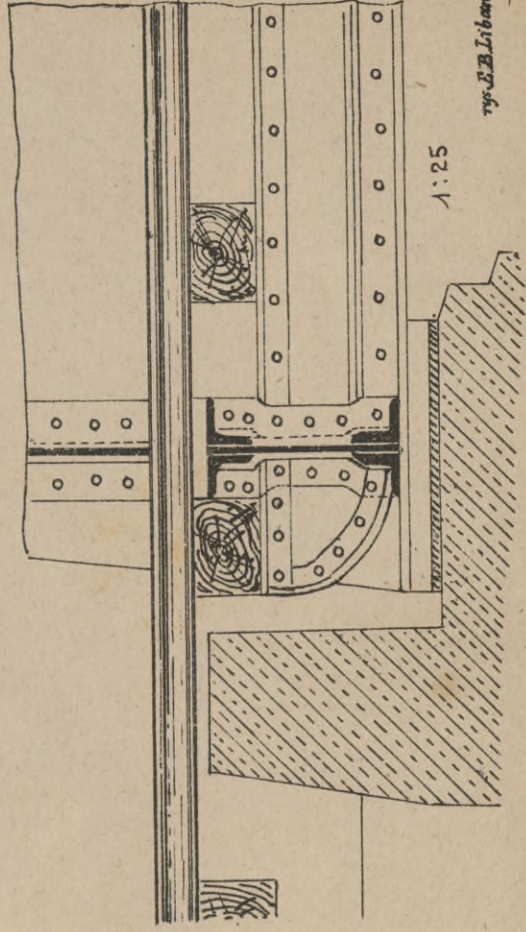
Rys. 3. Przejazd nad koleją Schwarzenbech-Oldesloe.



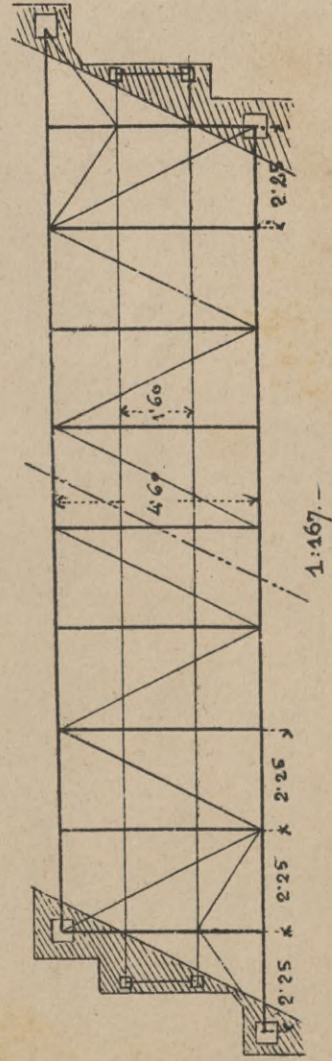
Rys. 7. Kolej państwowa hanowerska.



Rys. 8. Kolej państwa hanowerska. Most pod Cattenburg.



Rys. 5. Most kolejowy nad drogą w Oppenheim (belka Gerbera).



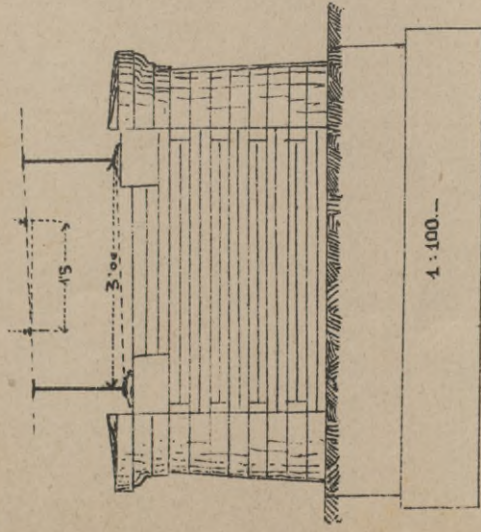
Thulic. Mosty blaszane.



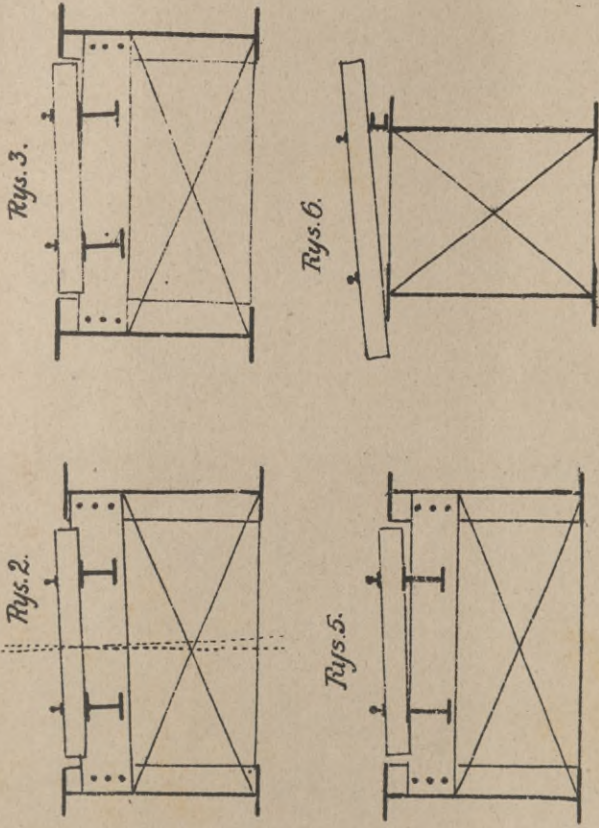




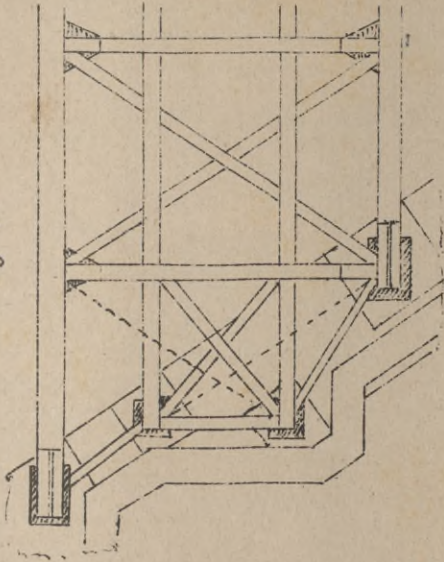
Rys. 1. Most kolei Steinburg-Buschweiler wltzacy...



Rys. 2-7. Urządzenie przechytki...

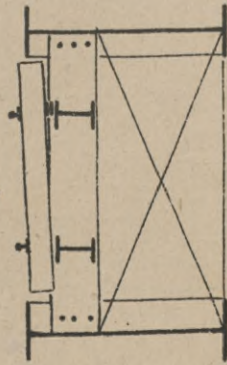


Rys. 7.

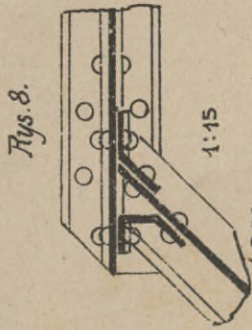


1:100

Rys. 4.



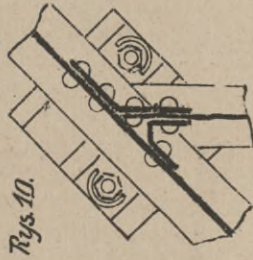
Rys. 8-12. Szczegóły połączeń ukosnych.



Rys. 8.

1:15

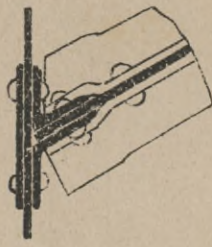
4900



Rys. 10.

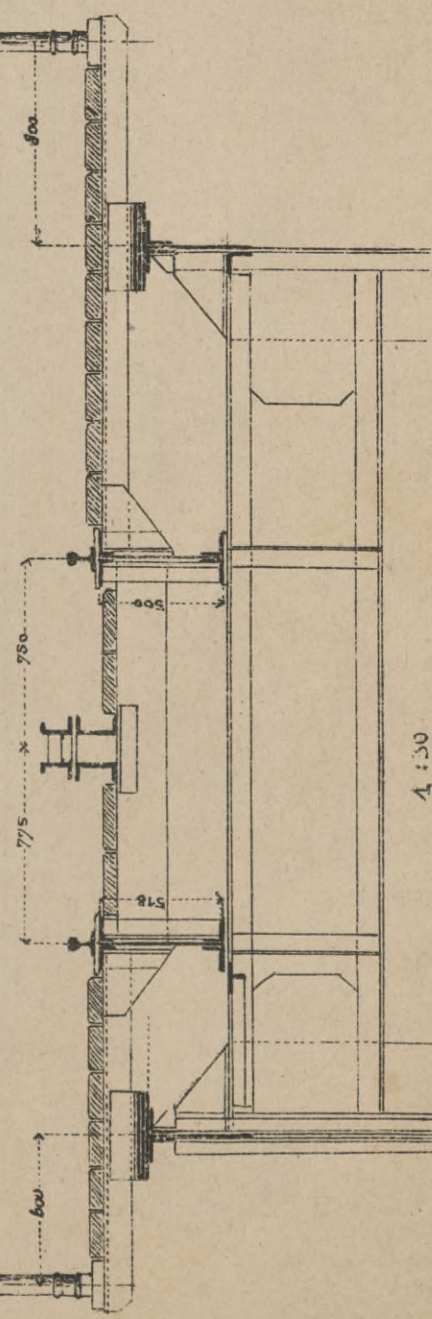
1:15

Rys. 11.



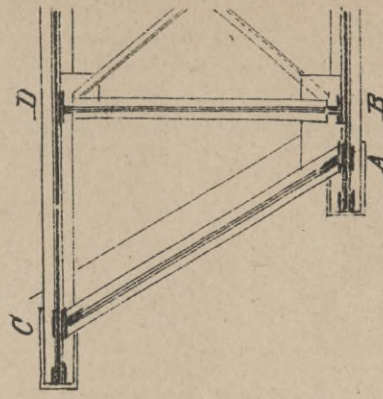
1:10

Rys. 13. Most nad Rawenną...



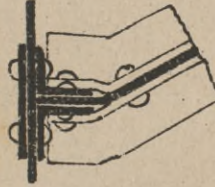
1:50

Rys. 14. Most ukosny...



Rys. 12.

1:10



rys. J.B. Iwanicki







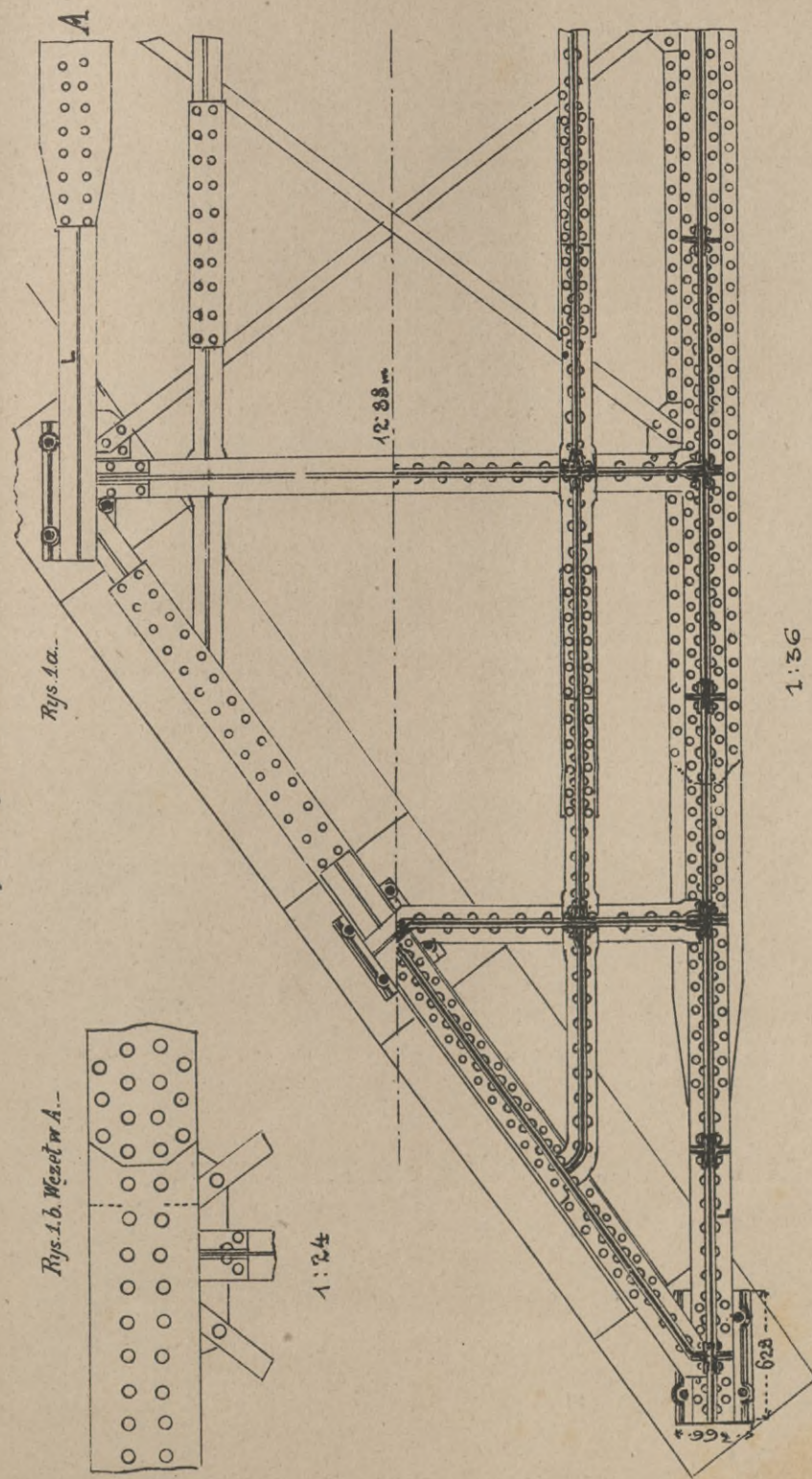




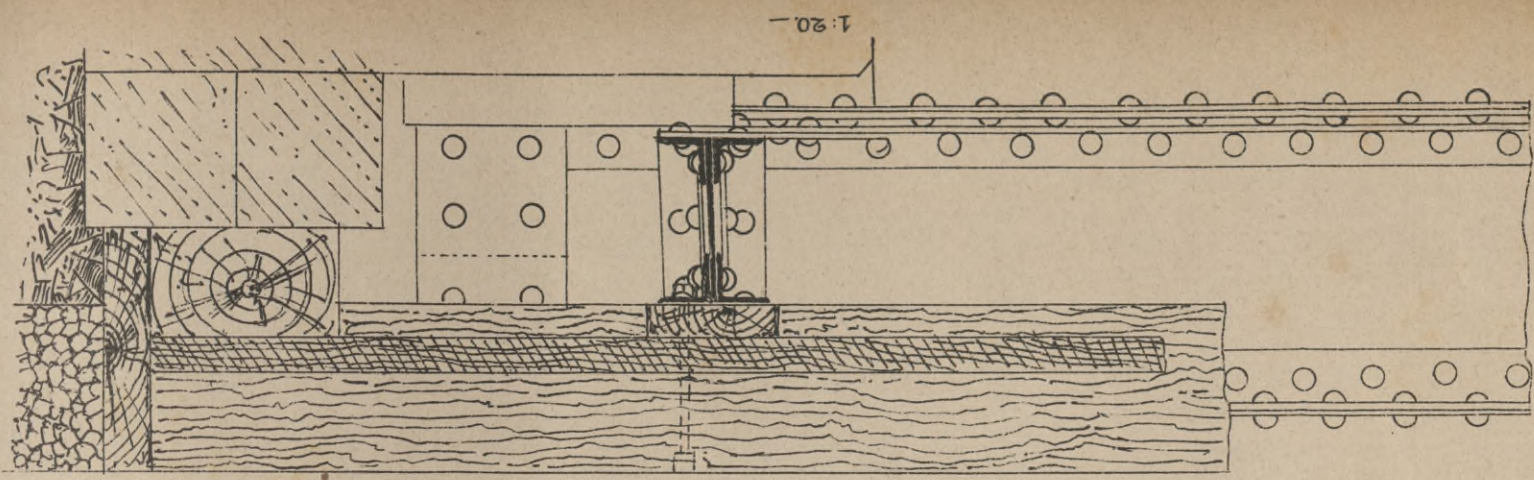




Rys. 12. Kolej bawarska.



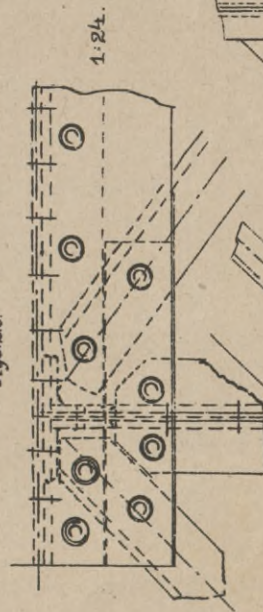
Rys. 3. Kolej Lwowsko-Czerniowiecka.



Rys. B. B. Eisenberg

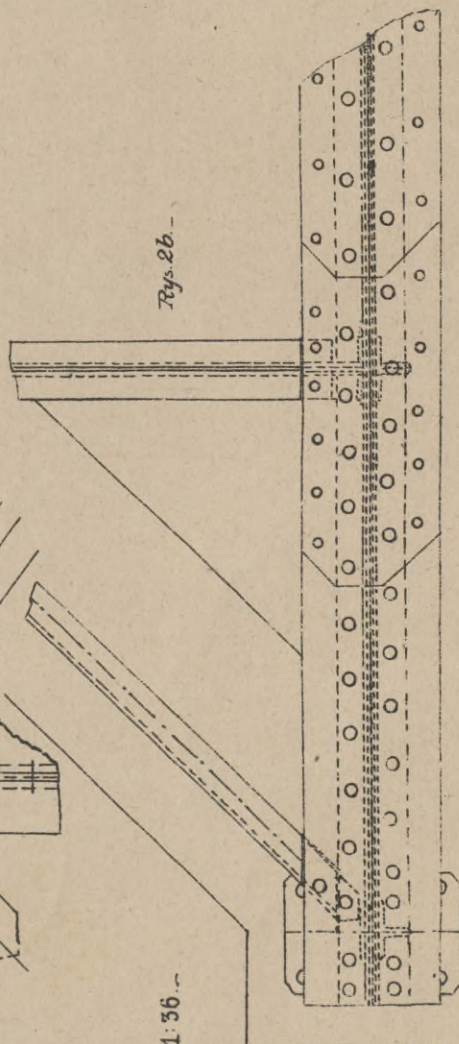
1:36

Rys. 2. c.

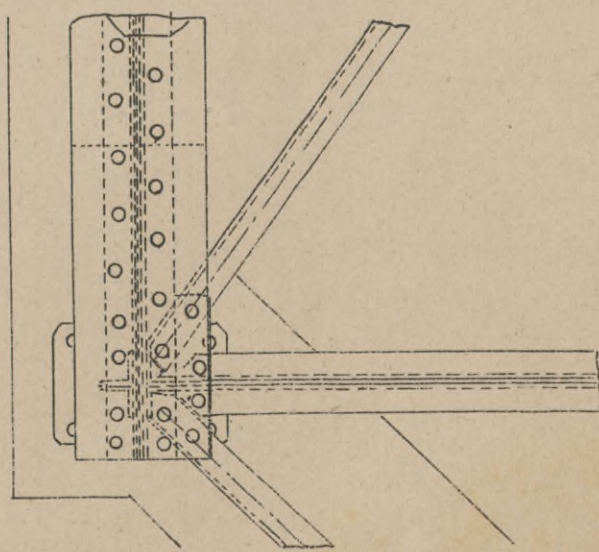


1:36

Rys. 2. b.



Rys. 2. a.



Thullie. Mosty blaszane.

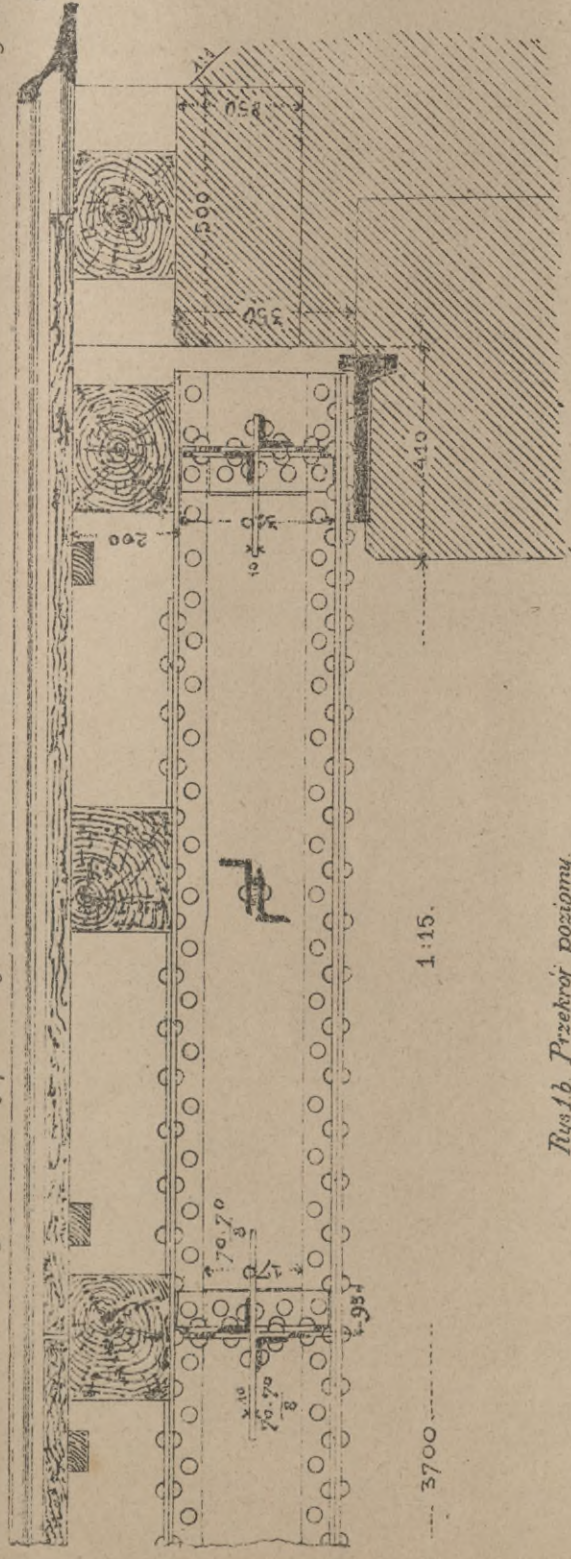






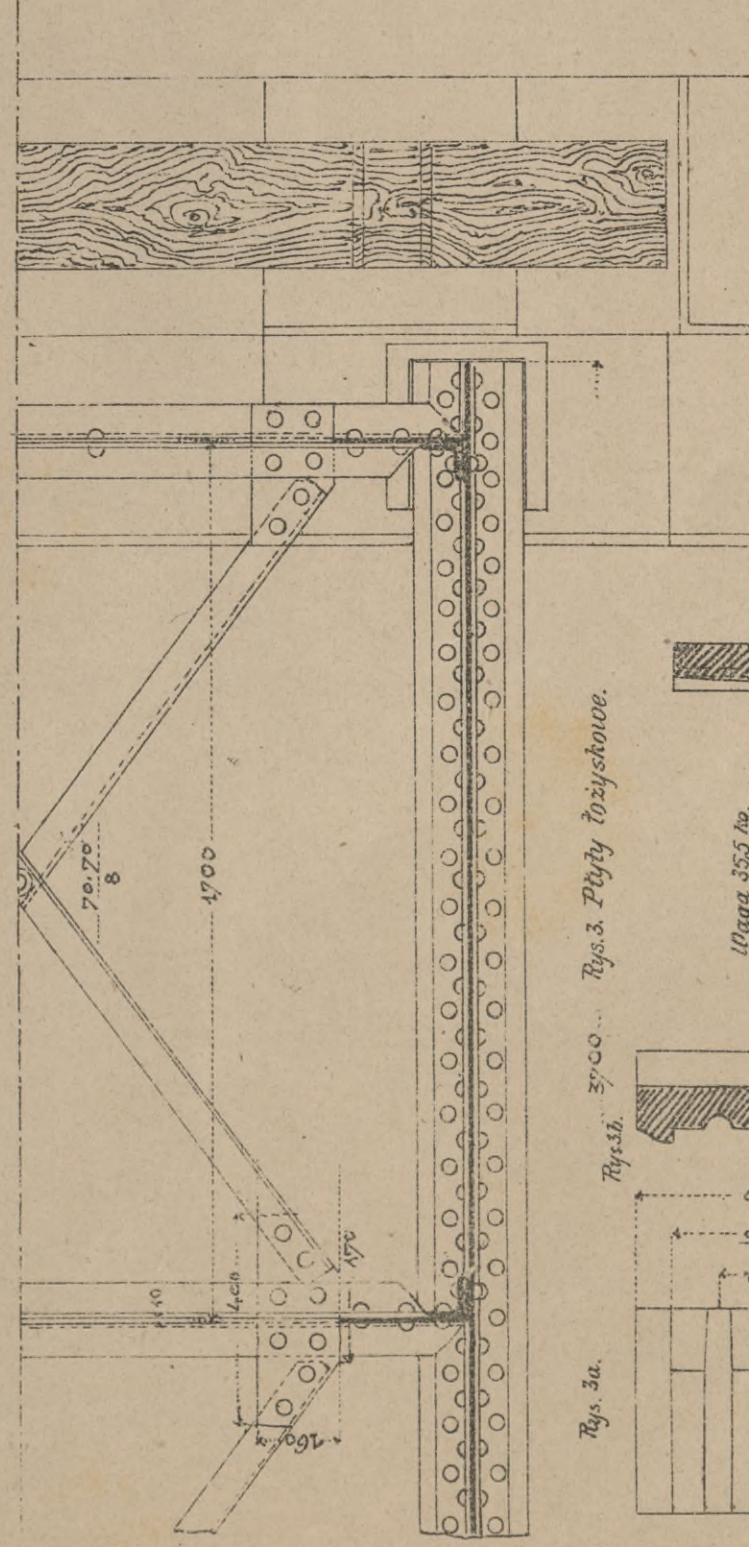
KOLEJ PAŃSTWOWA AUSTRYACKA.

Rys. 1a Przekroj podłużny

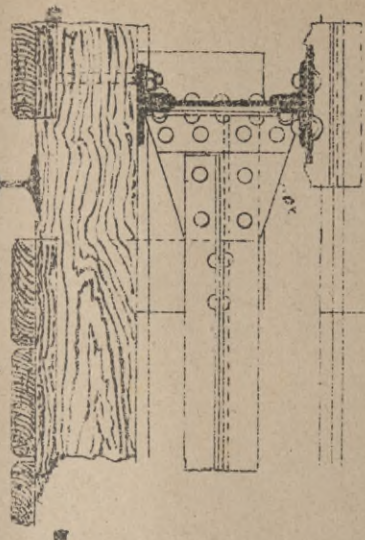


1:15.

Rys. 1b Przekroj poziomy

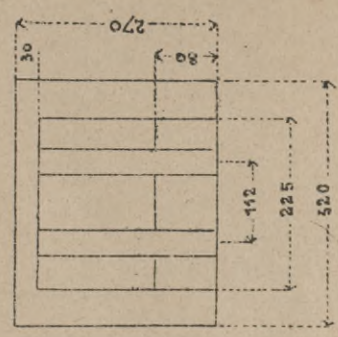


Rys. 1c Przekroj poprzeczny



1:15.

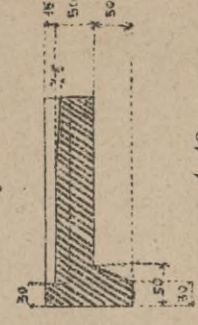
Rys. 2a. Płyty żyzyskowe.  
Waga 34,4 kg.



Rys. 2b.



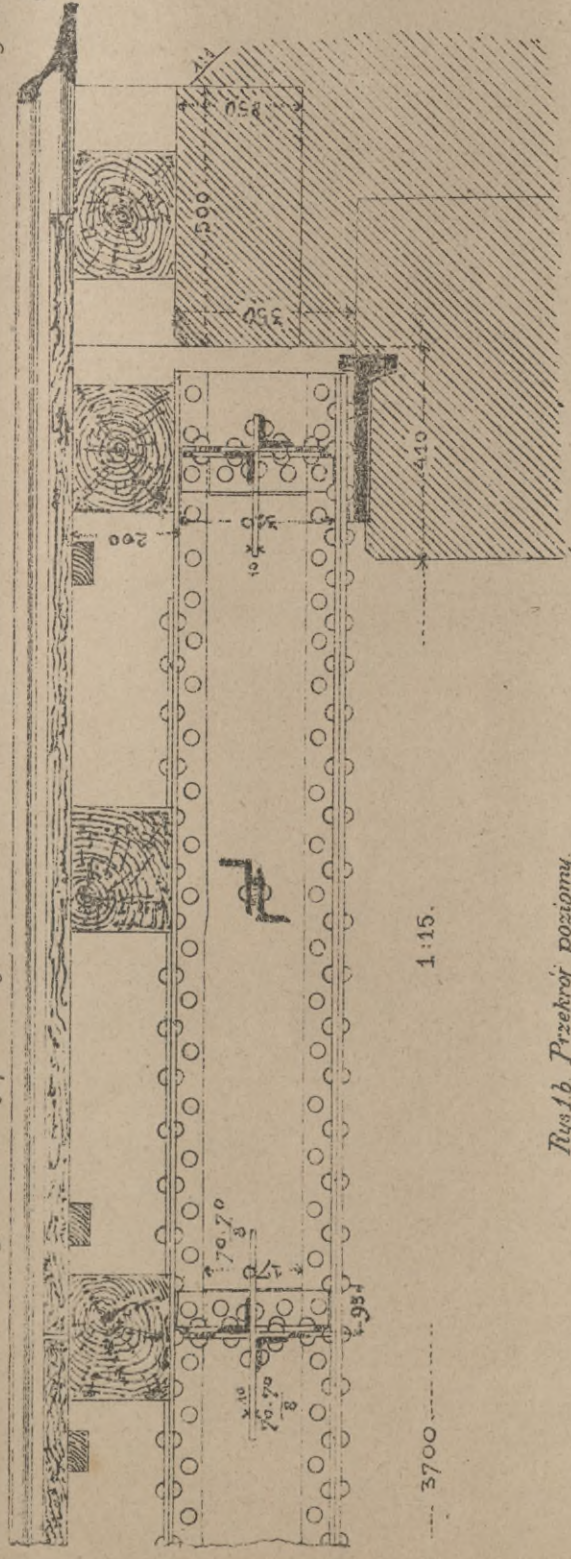
Rys. 2c.



1:10.

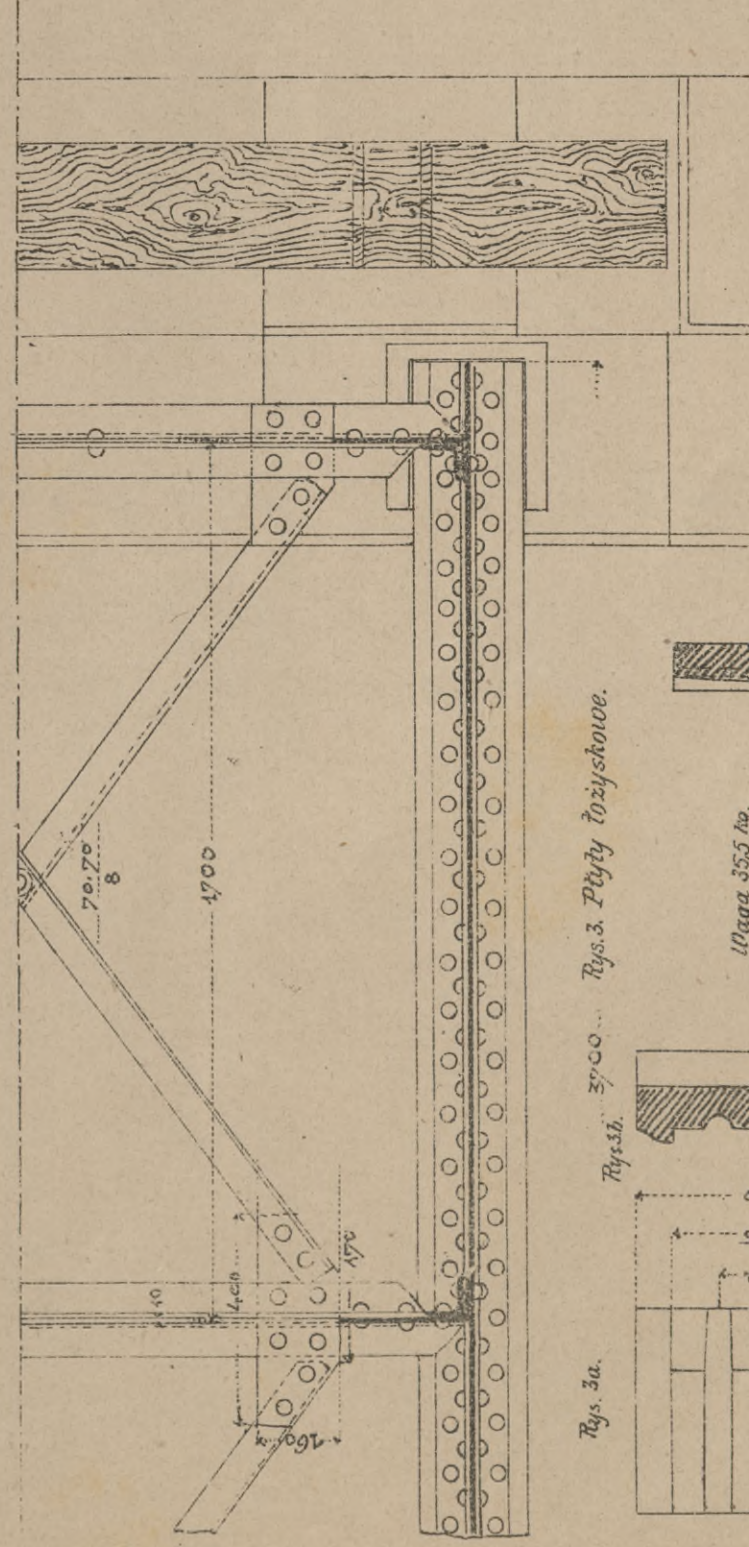
Zygm. Libarski

Rys. 3a Przekroj podłużny

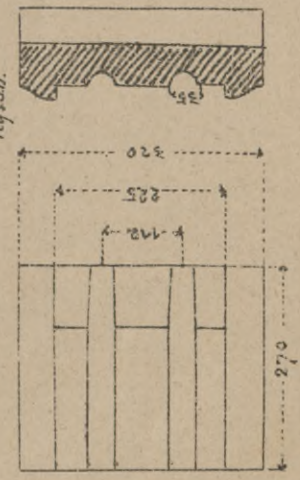


1:15.

Rys. 1b Przekroj poziomy



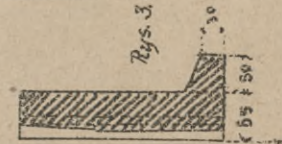
Rys. 3a.



Rys. 3b.



Rys. 3c.



Rys. 3. Płyty żyzyskowe.

Waga 35,5 kg.

1:10.

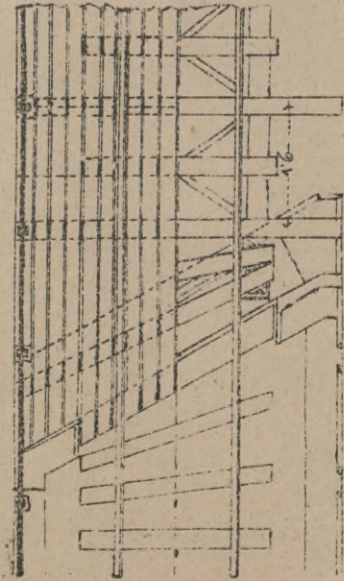
Thullie. Mosty blaszane.



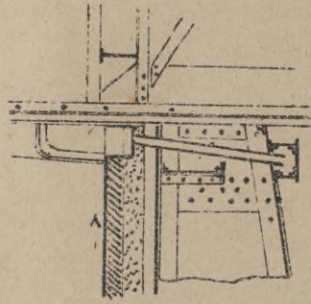




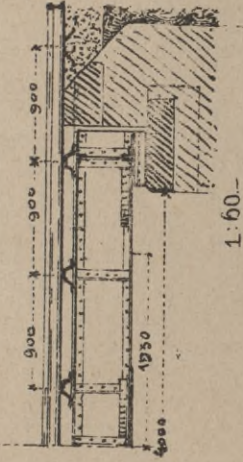
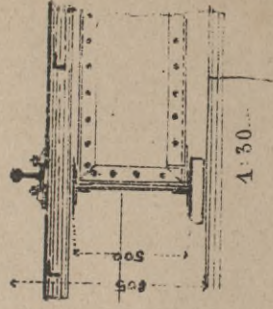
Rys. 1 Kolej austriacka północno-zachodnia.



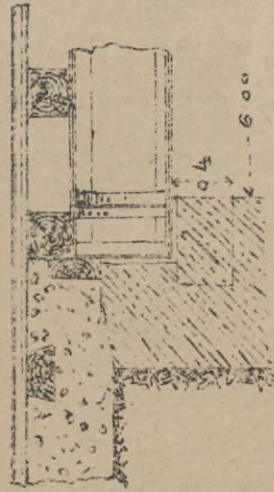
Rys. 3 Kolej szwajcarska północno-wschodnia.



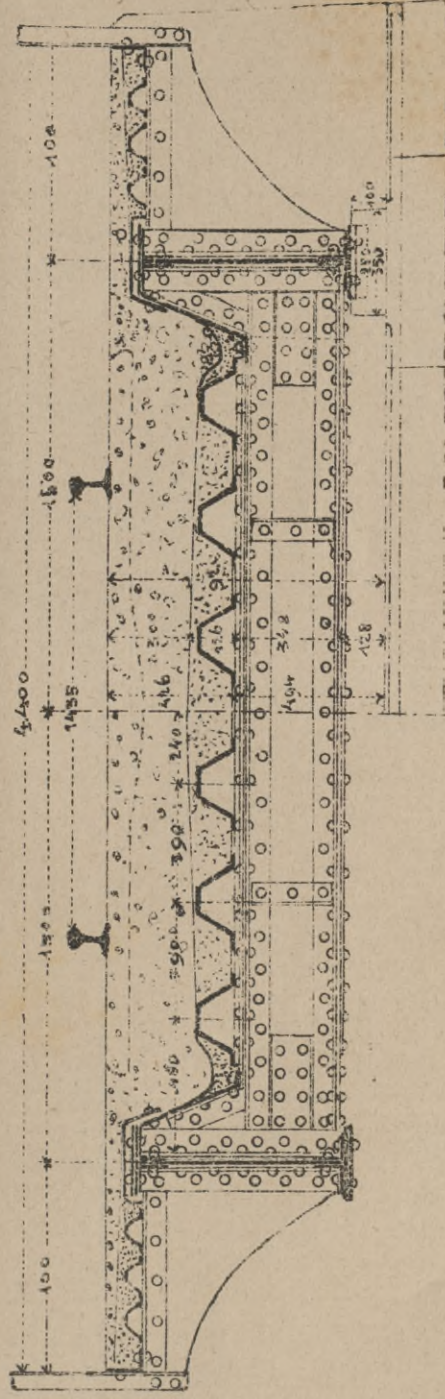
Rys. 5 Kolej Ismid- Angora (Mała Azja)



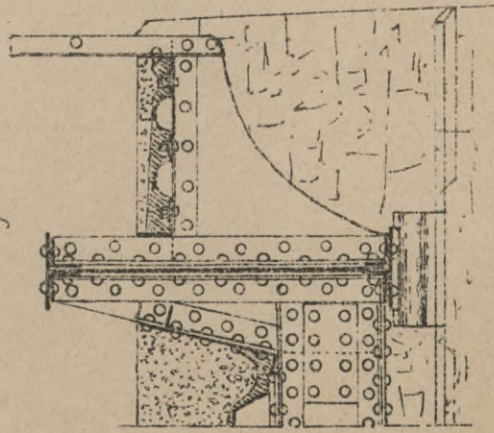
Rys. 2 Kolej poistowa austriacka.



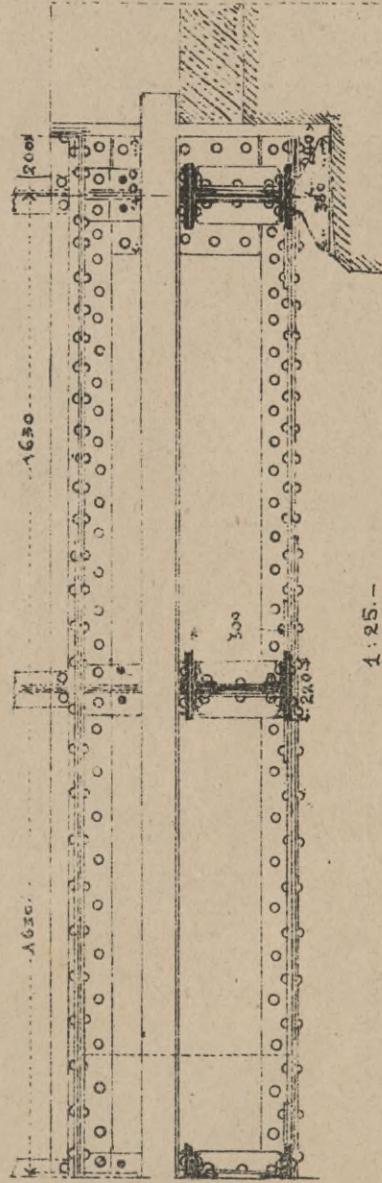
Rys. 4a Kolej szwajcarska północno-wschodnia.



Rys. 4c.



Rys. 4b.



Rys. 4d.

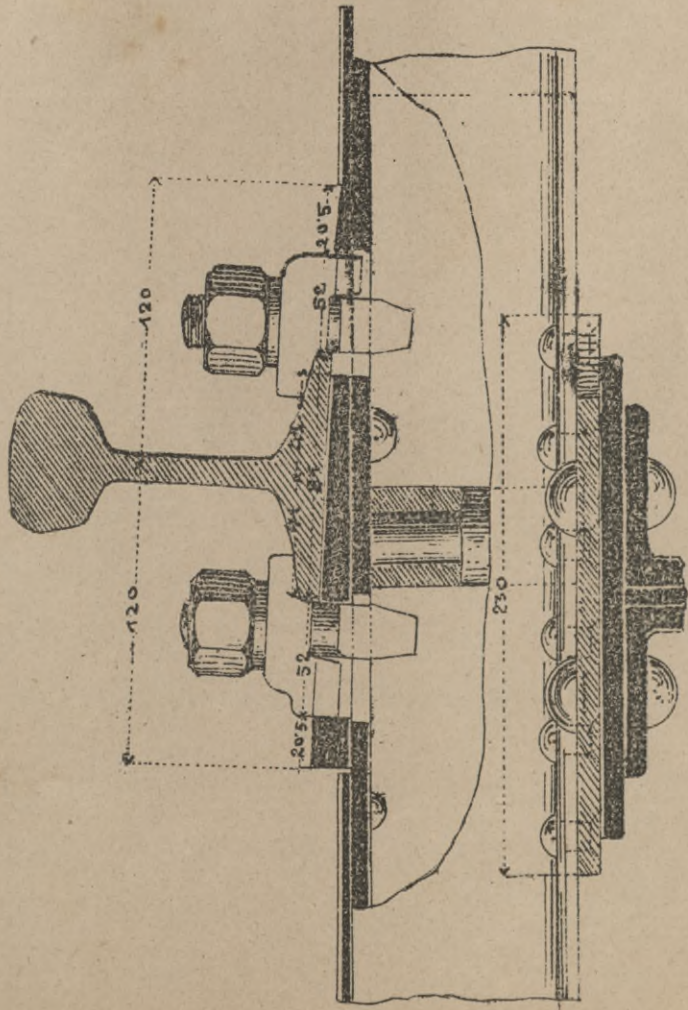






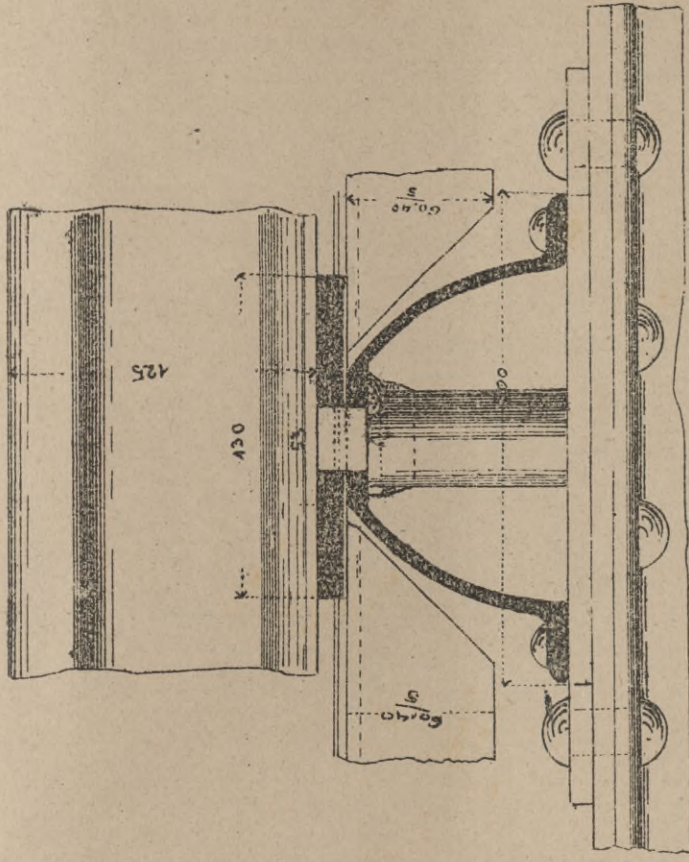


Rys. 1a. Kółej Ismid - Angora (Mata Azya).



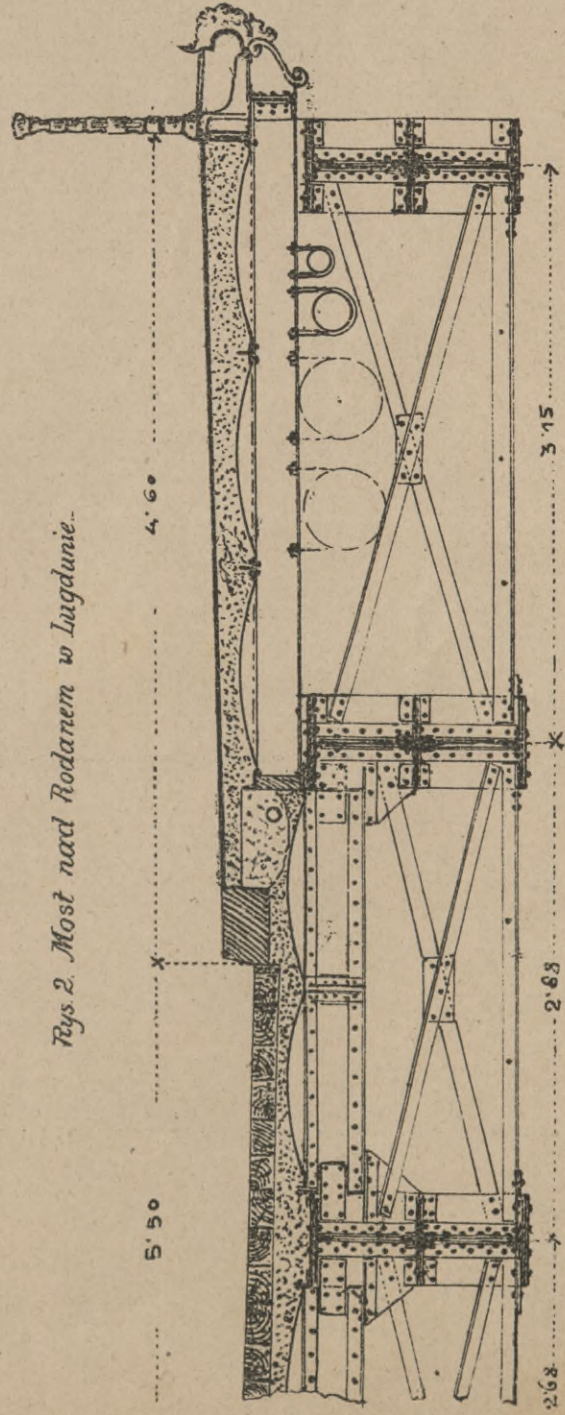
1:3

Rys. 1b



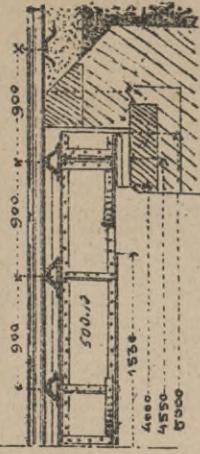
1:3

Rys. 2. Most nad Rodanem w Lugdunie.



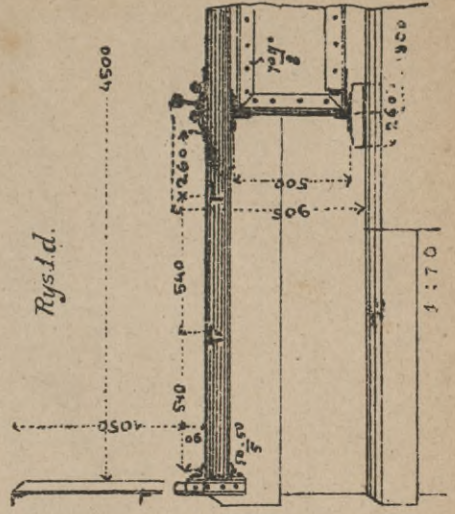
1:35

Rys. 1c.



1:3

Rys. 1d.



1:70

rys. E. Liburnichy

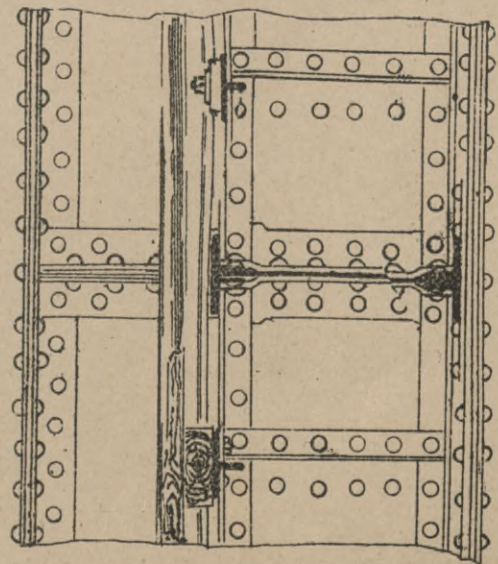
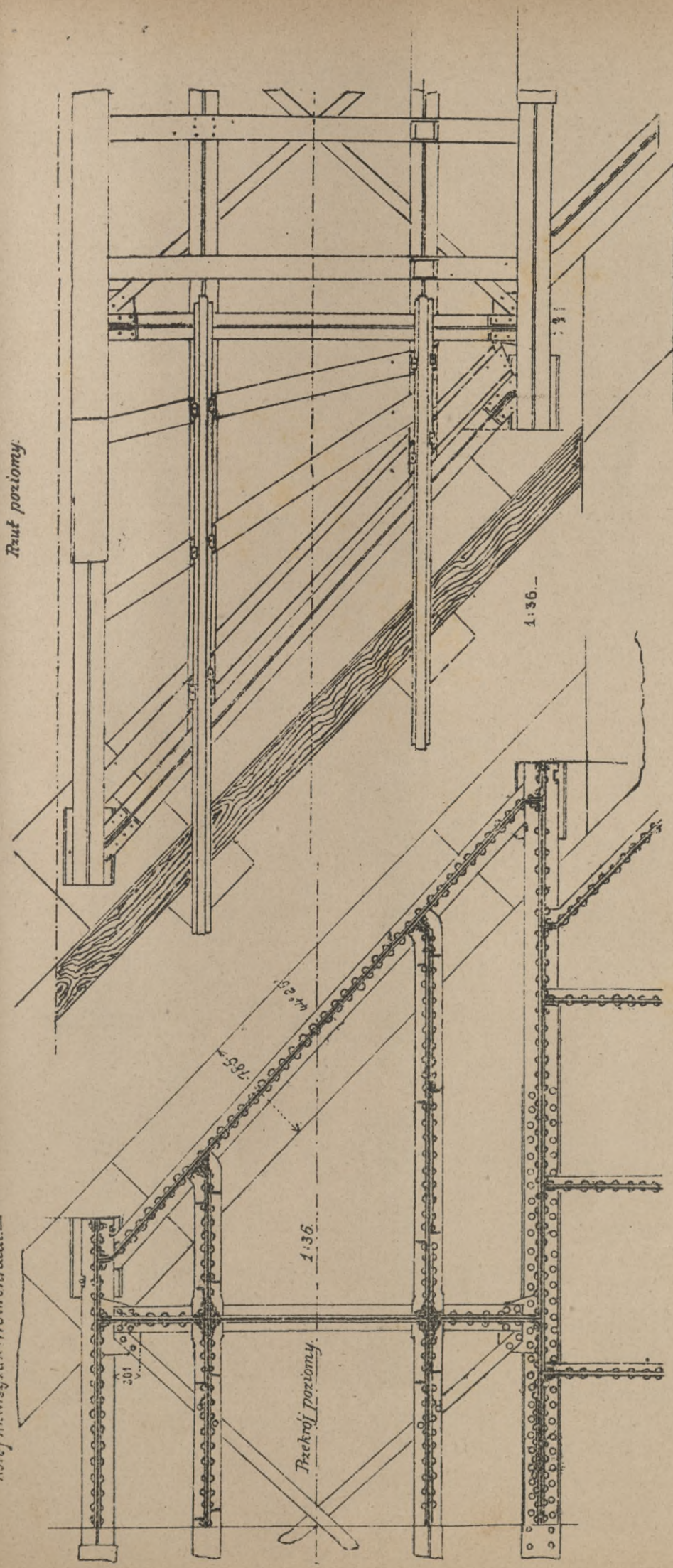




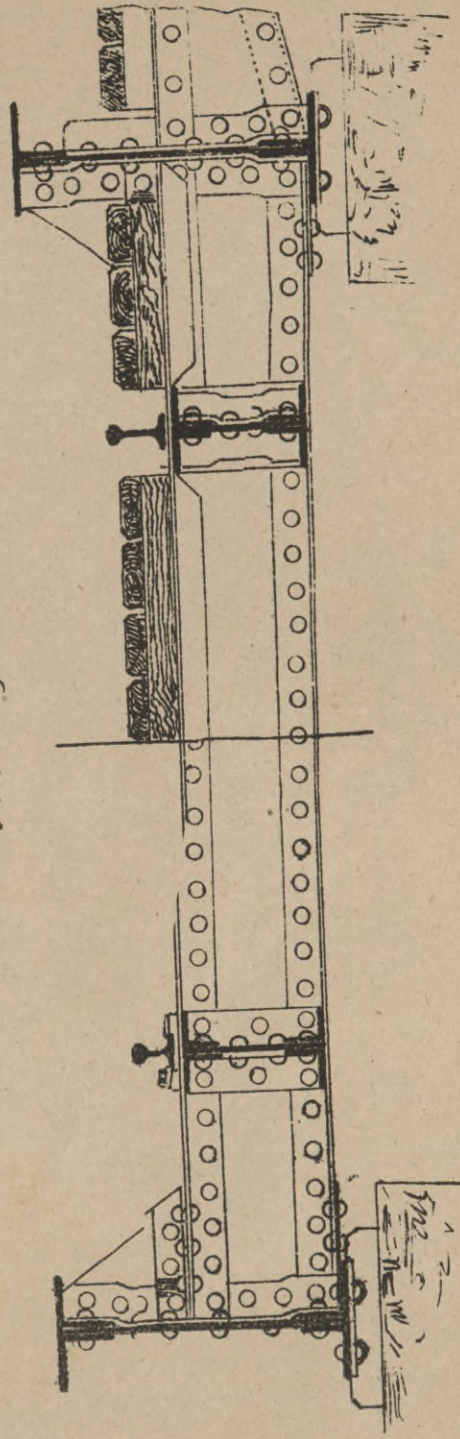


MOSTY UKOŚNE.

Kolej Altwisgar-Welkenraedt.

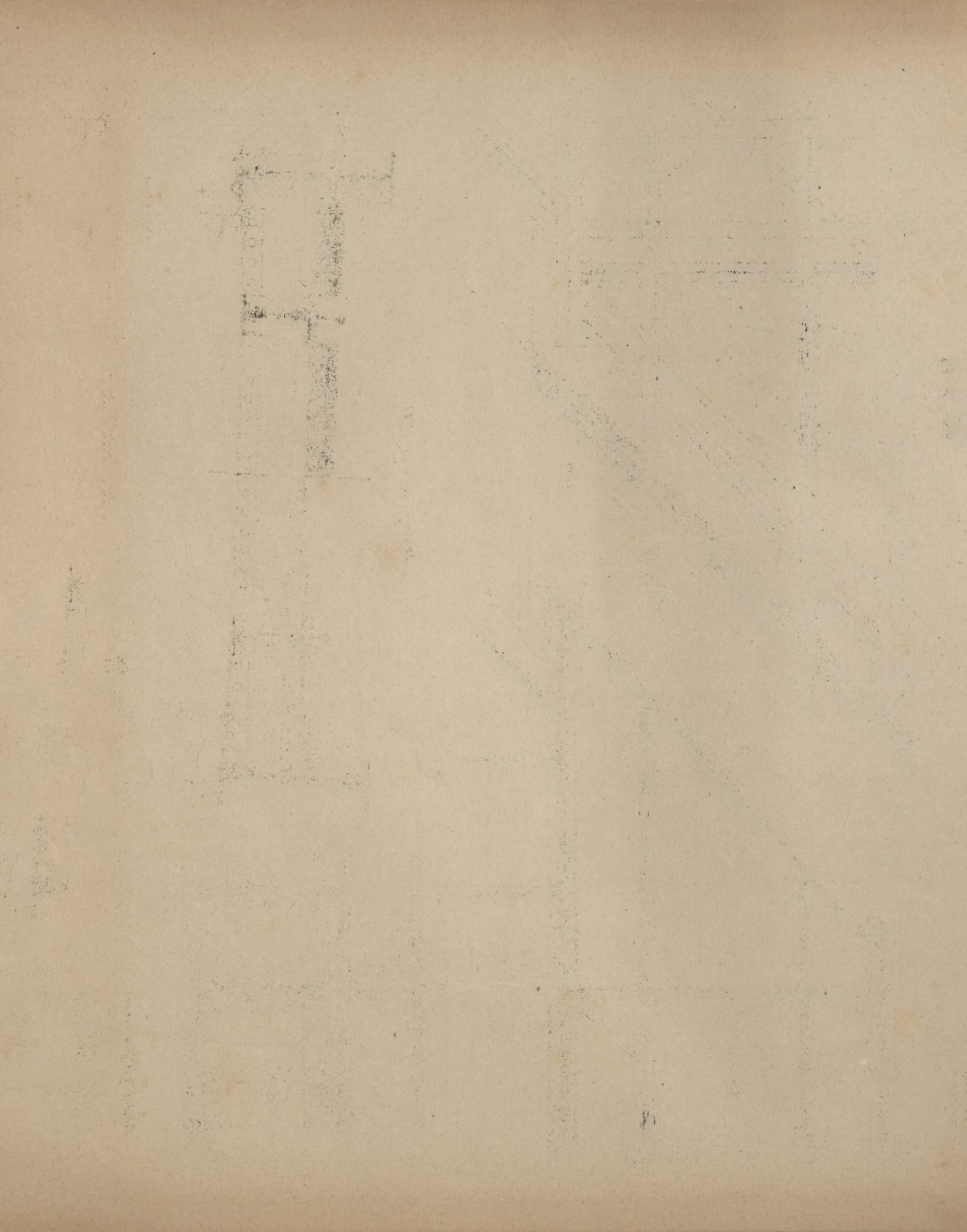


Przekrój poprzeczny 1:18.



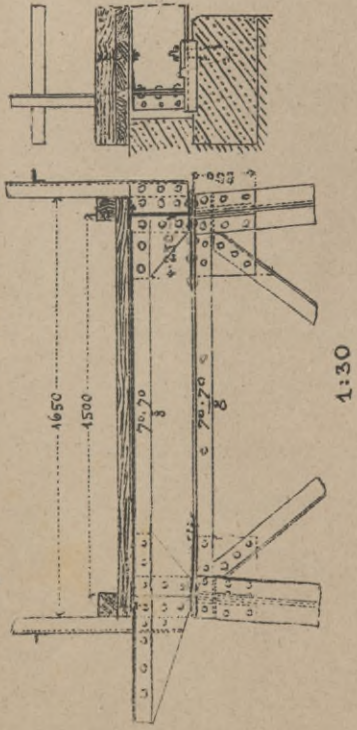
rys. E. Kierulke





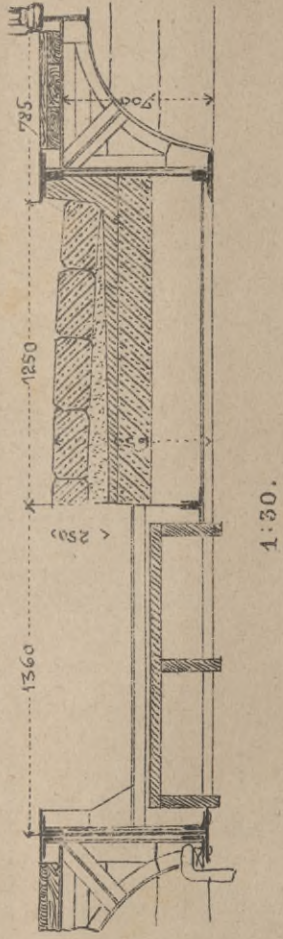


Rys. 1. Kładka kolei Arulańskiej.



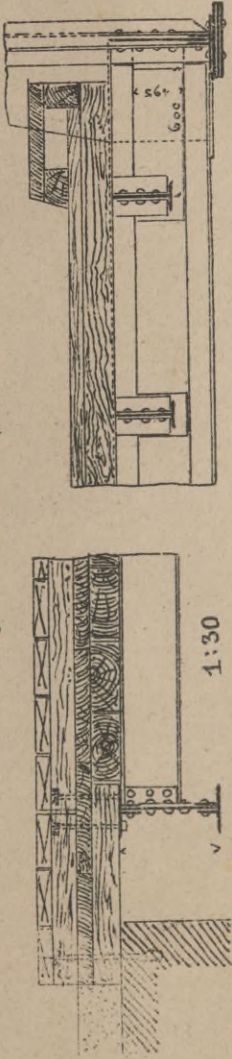
1:30

Rys. 4.



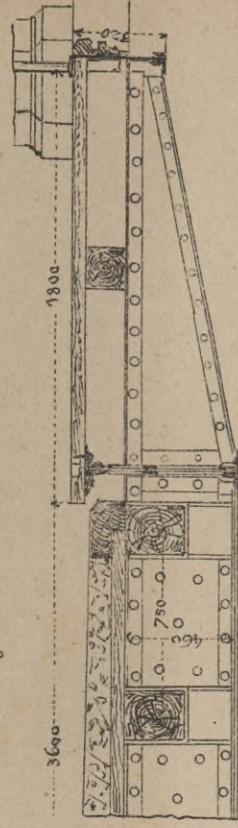
1:30

Rys. 2. Most na Junie.



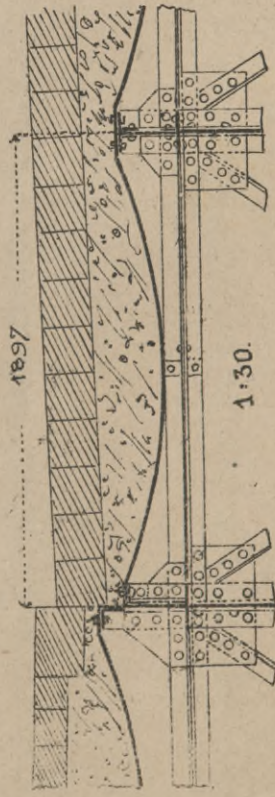
1:30

Rys. 5. Most na Osobaku w Baden.



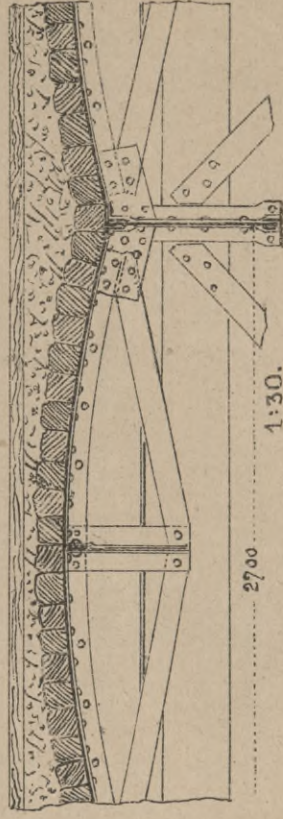
1:30

Rys. 3. Most Tegetthoffa w Wiedniu.



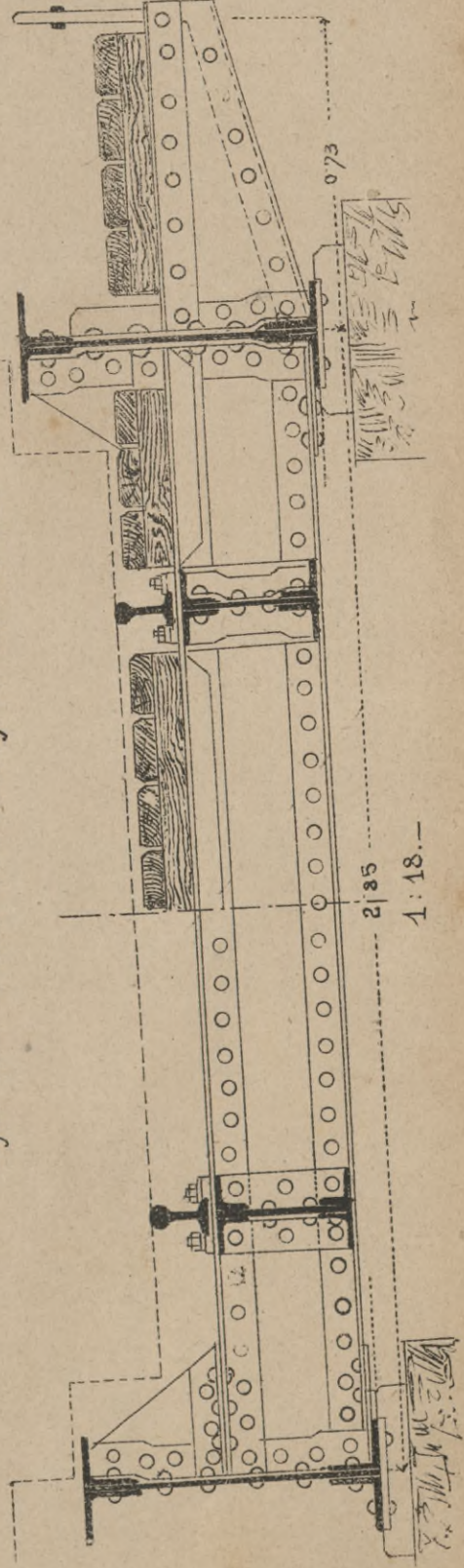
1:30

Rys. 6. Most nad Lechem pod Schöngau.



1:30

Rys. 7. Most w tuku kolei Akwisgran-Welkenruedt.



2185

1:18

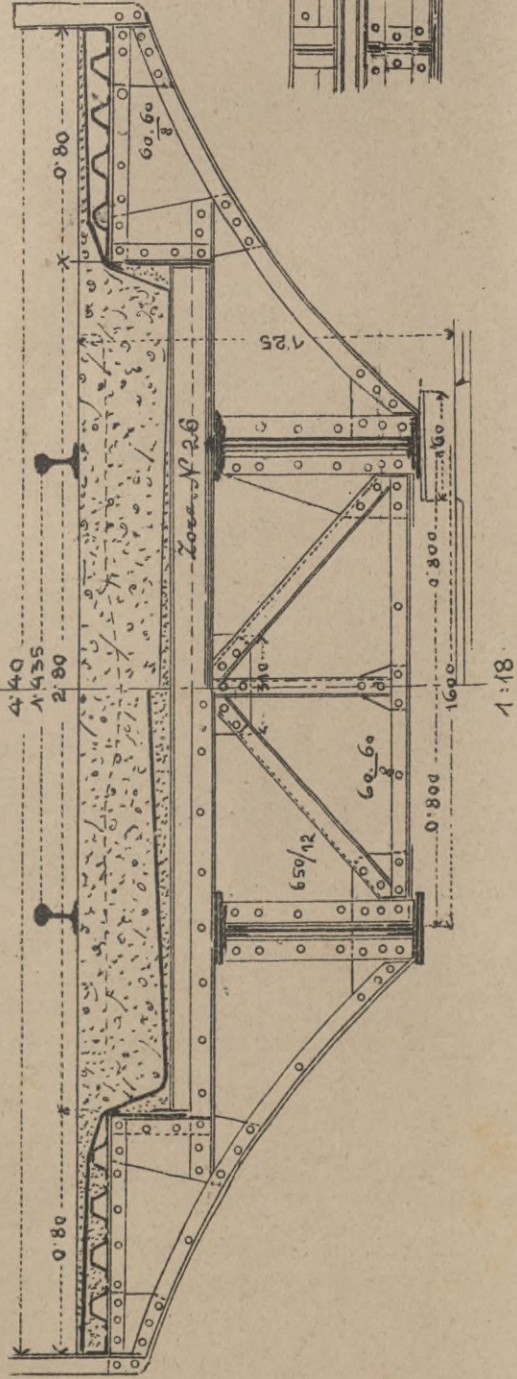






POMOST I POKŁAD MOSTÓW KOLEJOWYCH.

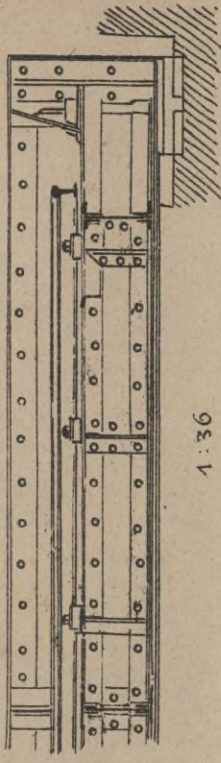
Rys. 1.a. Most kolei północno-wschodniej. Przekrój poprzeczny.



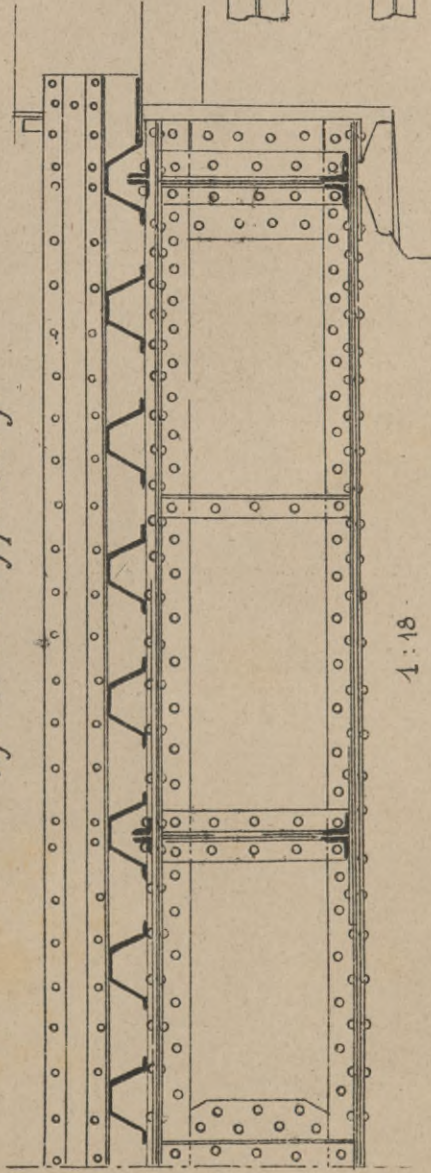
Rys. 2.a.

Most kolei Akwisgran - Welkenraedt.

Przekrój podłużny.

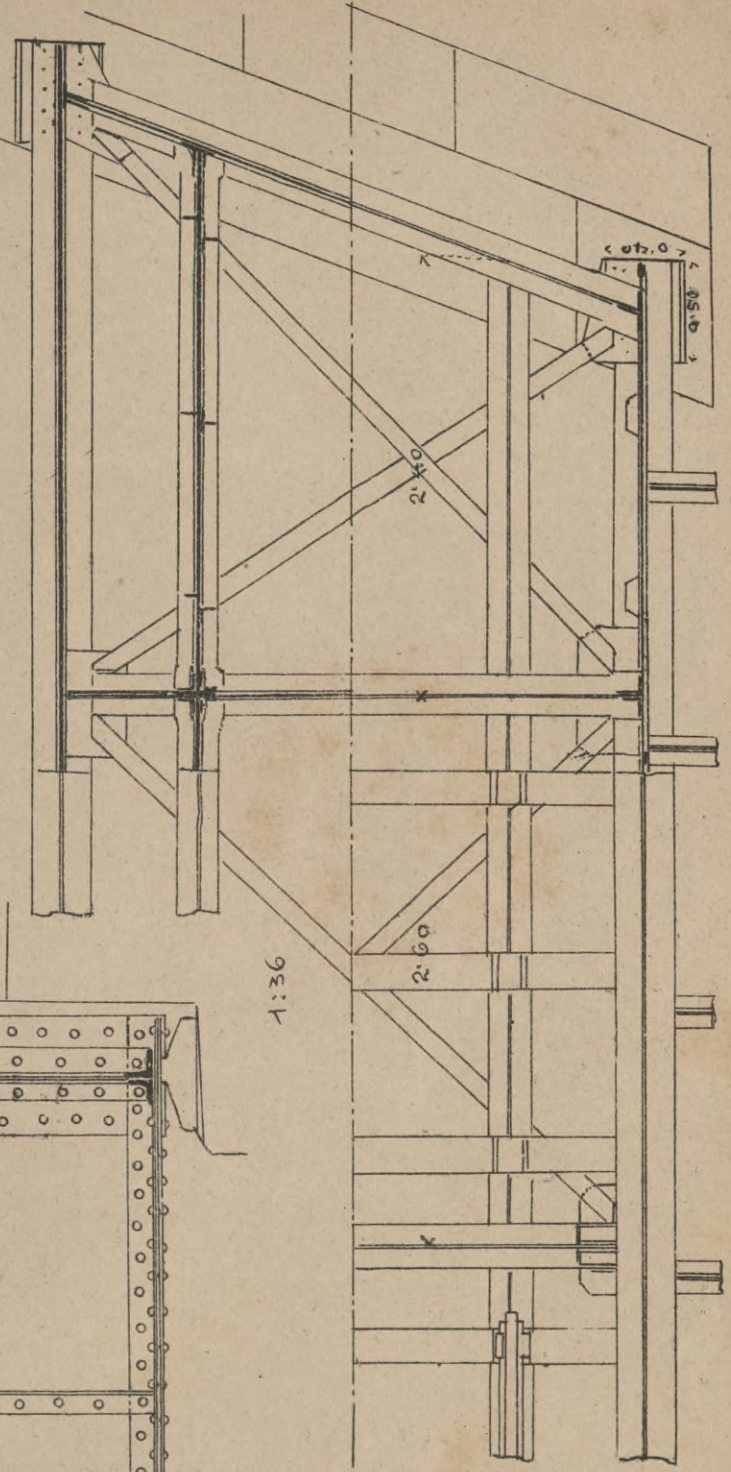


Rys. 1.b. Przekrój podłużny.

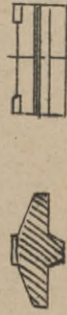


Rys. 2.b.

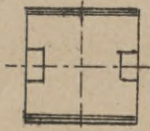
Przekrój poziomy.



Rys. 1.c. Izolyska.



1:18

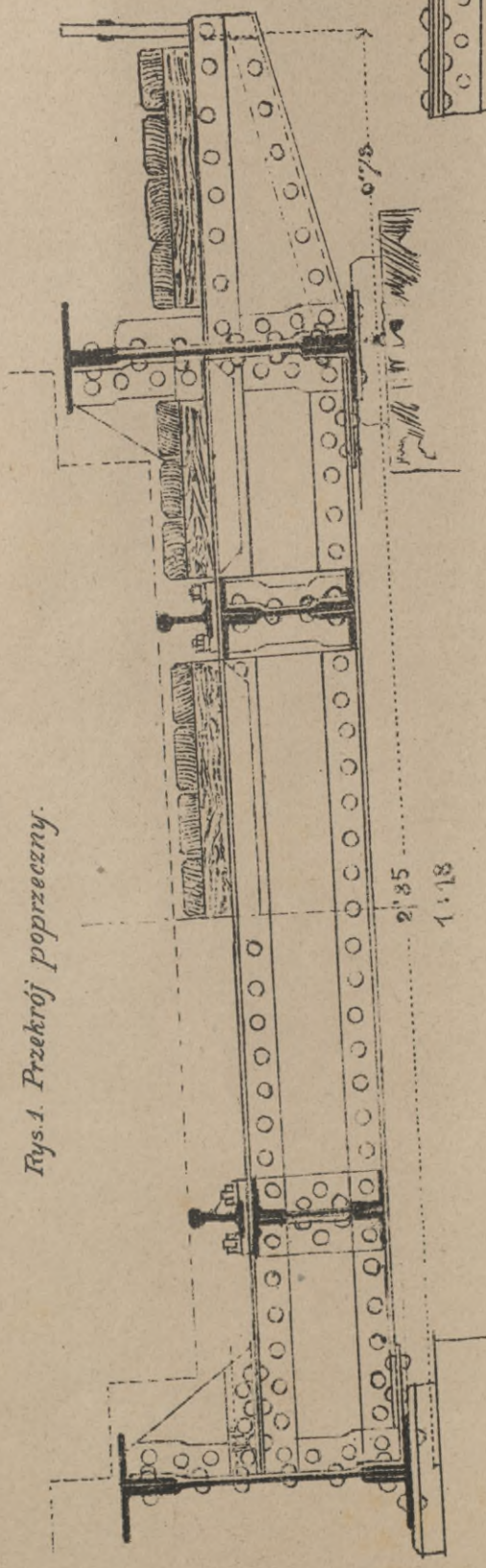




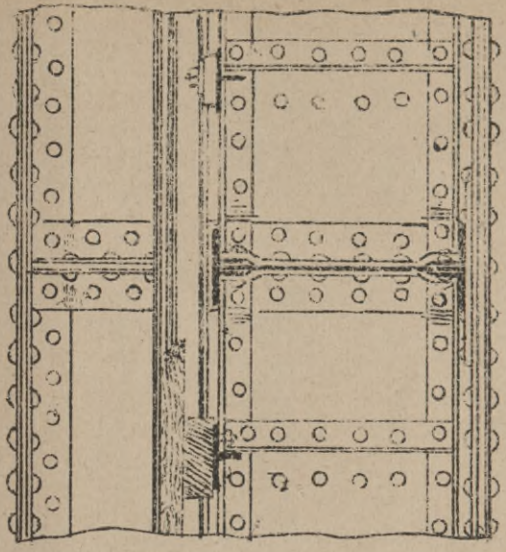




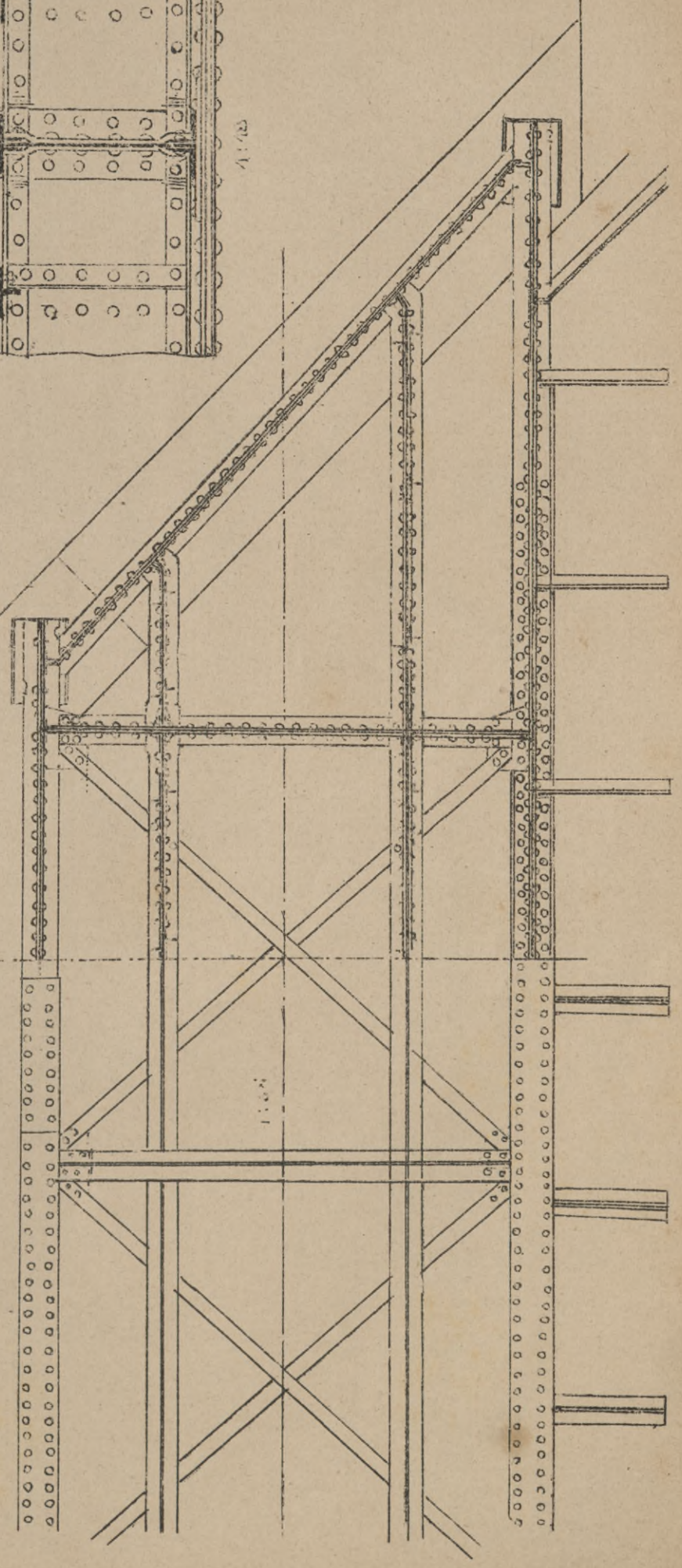
Rys. 1. Przekrój poprzeczny.



Rys. 2. Szczegół przekroju podłużnego.



Rys. 3. Przekrój i widok poziomy...





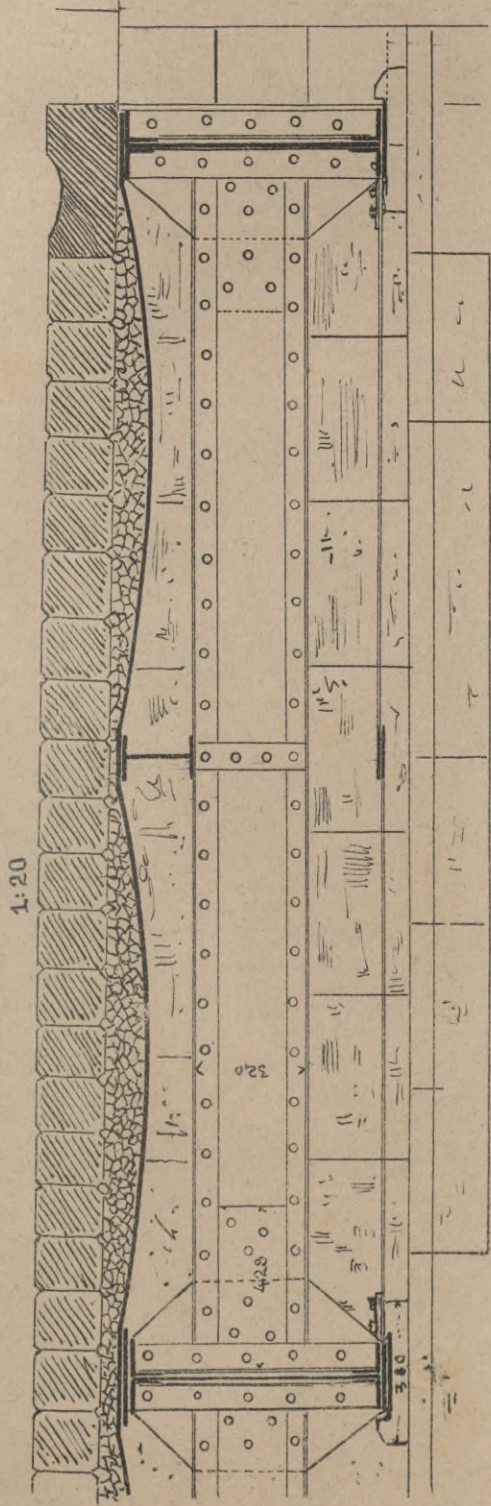




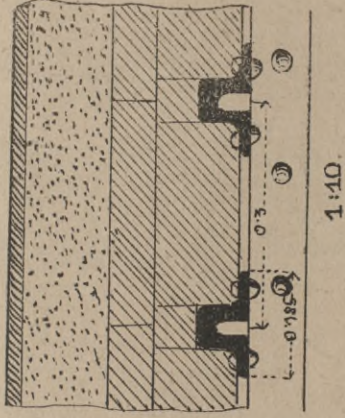
POMOST MOSTÓW DROGOWYCH.

Tabl. 35.

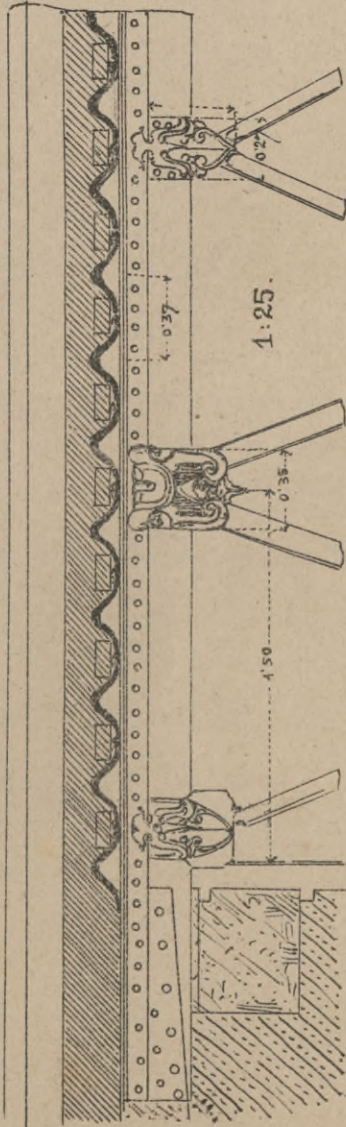
Rys. 1. Normalia kanatu Dunaj-Odra.



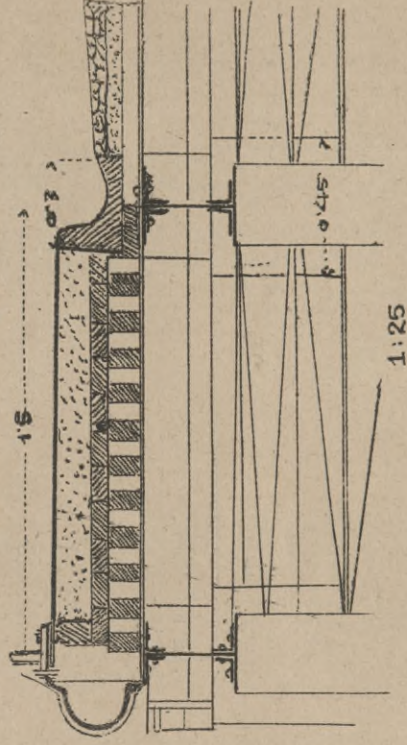
Szczegół 3.b.



Rys. 2a. Most Arcole na Sekwanie w Paryżu.

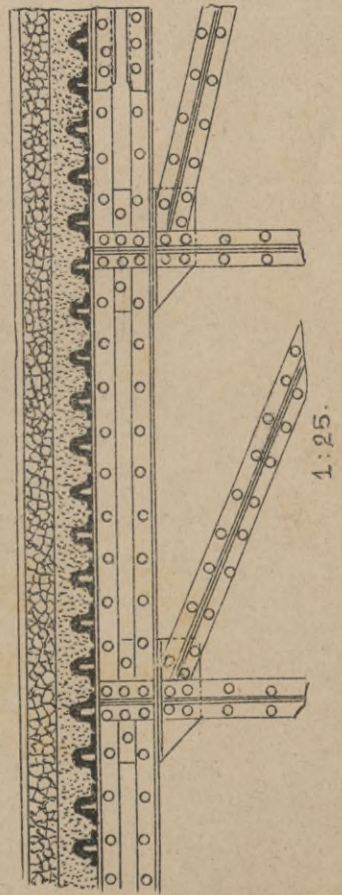


Rys. 2b. Przekroj poprzeczny.

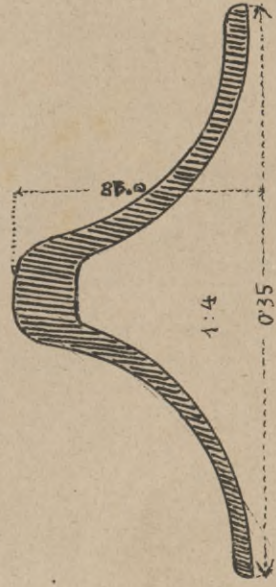


Rys. 3a.

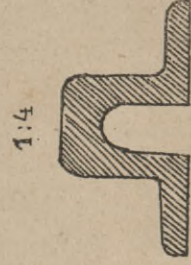
Most na rzece Lahn. Przekroj podłużny.



Rys. 2c. Szyna Barlowa.



Rys. 3c. Kształtówka Zoresa.













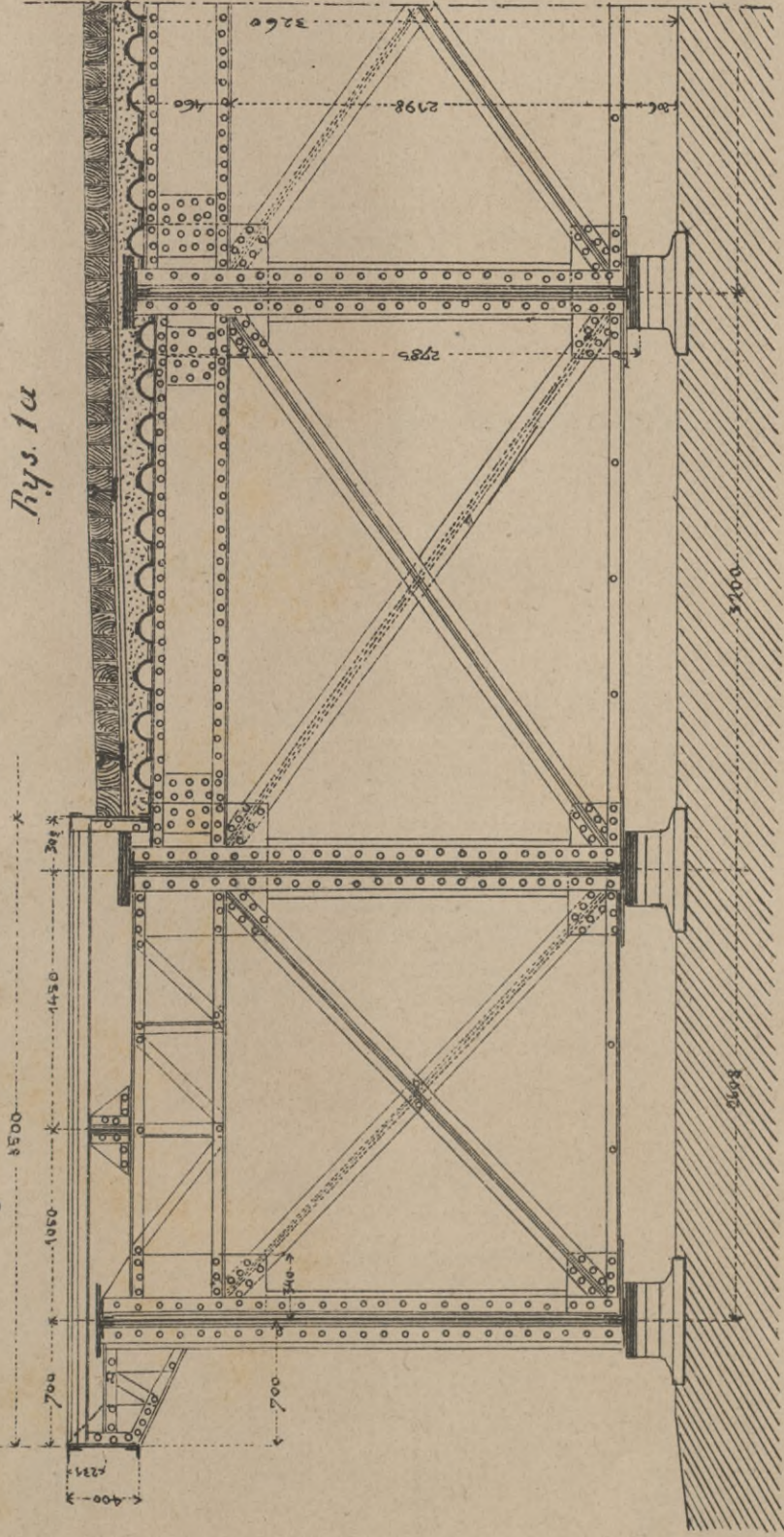




POMOST MOSTÓW DROGOWYCH.

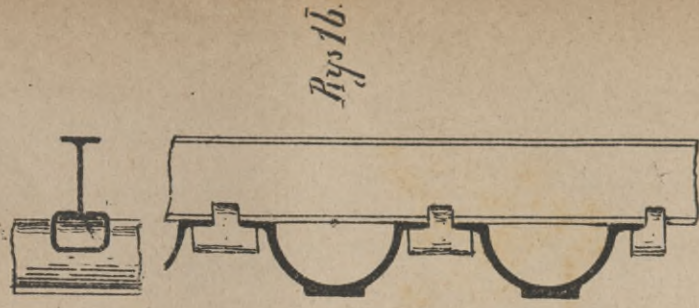
Tabl. 37.

Rys. 1a. Most na Murze w Gracie.



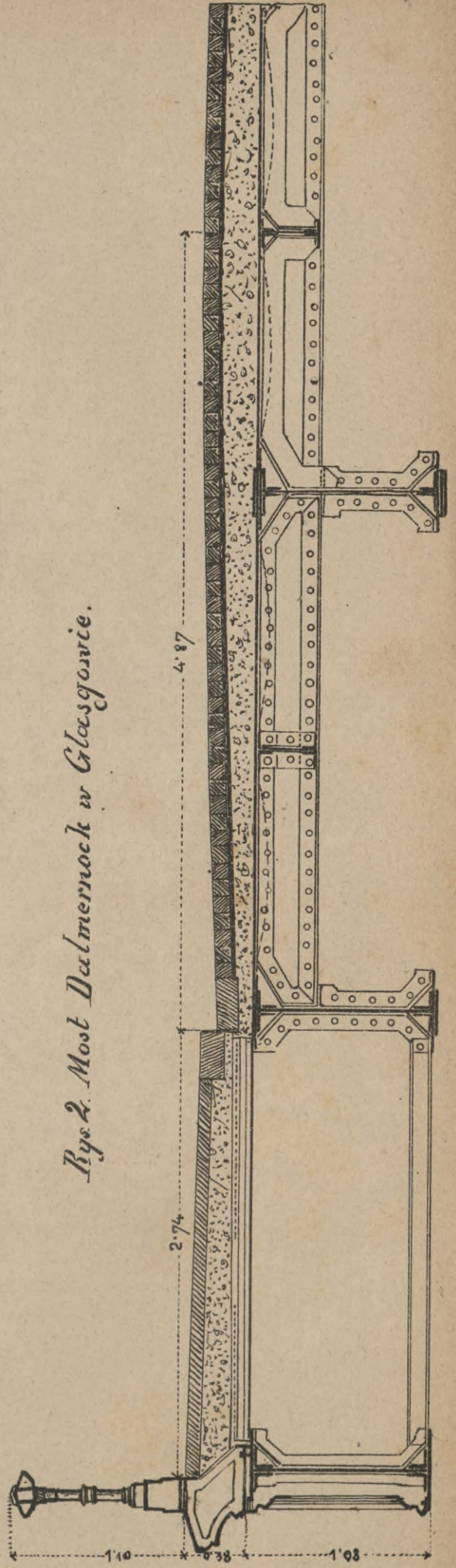
Rys. 1a

Rys. 1b. Utwierdzenie  
zoresonek układu Prascła.



Rys. 1b.

Rys. 2. Most Dalmerock w Glasgowie.

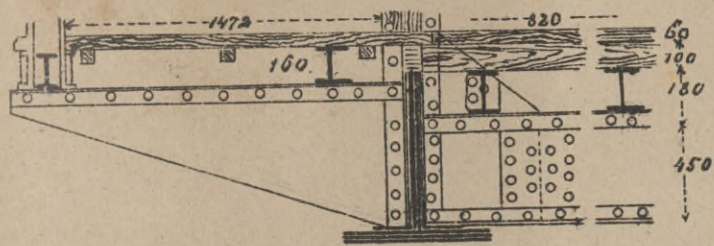




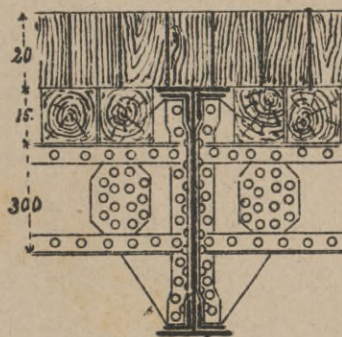




Rys. 1. Most na Łabie pod Vjściem.  $\frac{1}{30}$



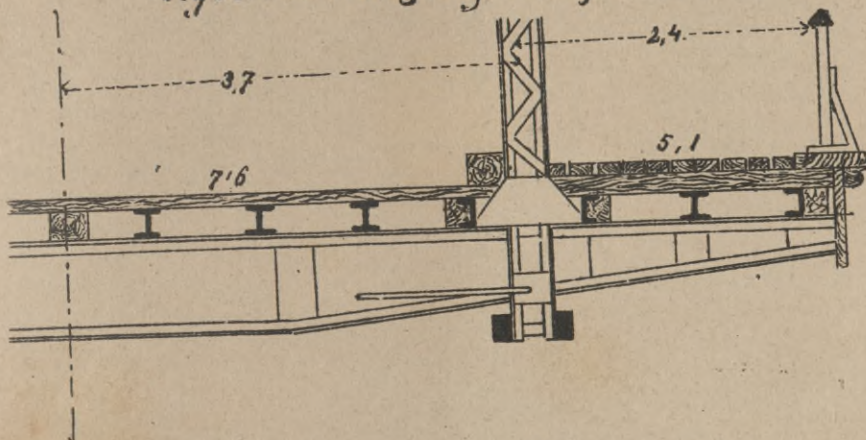
Rys. 2. Most Brygellty na kanale Danajcu w Wiedniu.  $\frac{1}{20}$ .



Rys. 4. a.

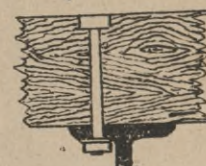


Rys. 3. Most drogowy amerykański.  $\frac{1}{60}$

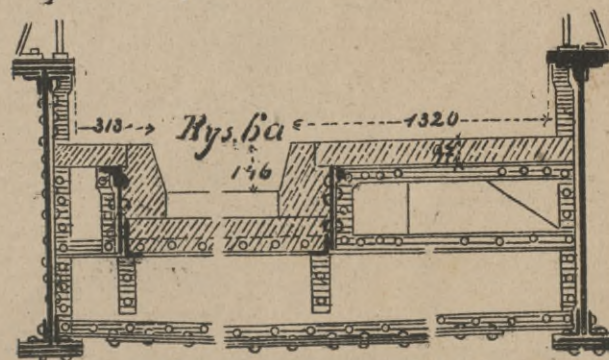


Rys. 4. a. b. Utwierdzenie dyliny.

Rys. 4. b.



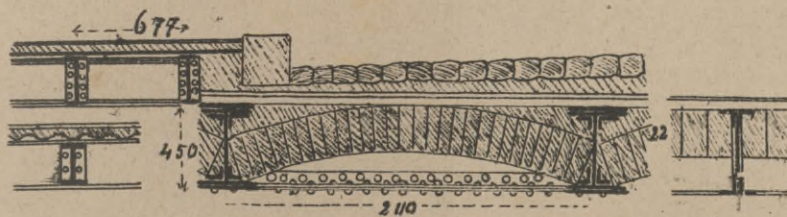
Rys. 6. a, b, c. Most na rzece Issie pod Giffhorn.  $\frac{1}{30}$



Rys. 6. a.

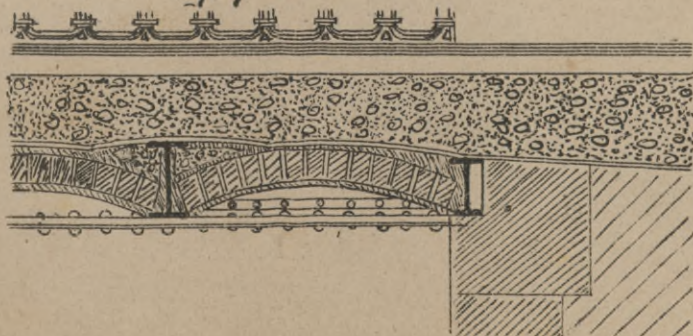
Rys. 6. b.

Rys. 5. Most nad drożecesarstkiej nad koleją łączącą w Paryżu.  $\frac{1}{45}$ .

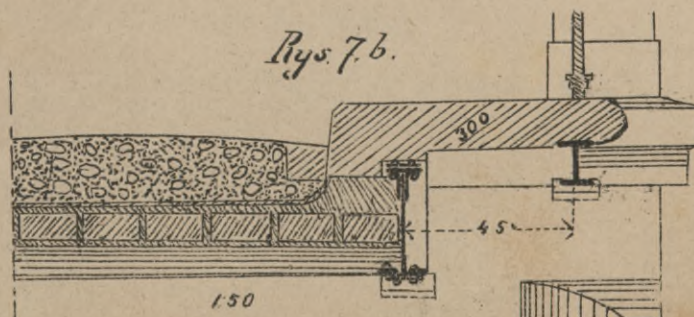


Rys. 7. a, b. Most na kanaliczynie w Saarze

Rys. 7. a.



Rys. 7. b.











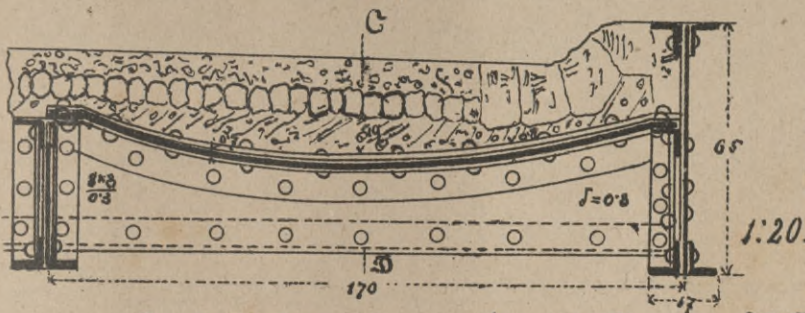




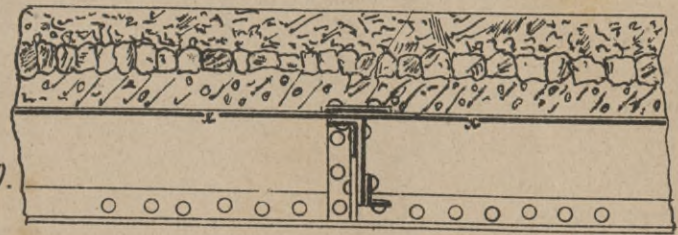


Rys. 1. a, b, c. Kolej państwowa austriacka. linia declinatyńska.

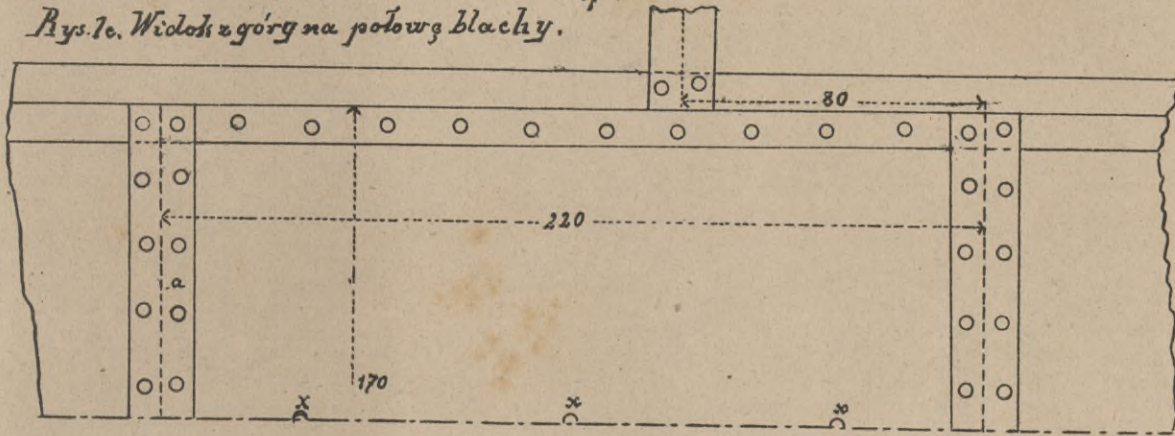
Rys. 1. a. Przekrój poprzeczny.



Rys. 1. b. Przekrój podłużny. C.D.

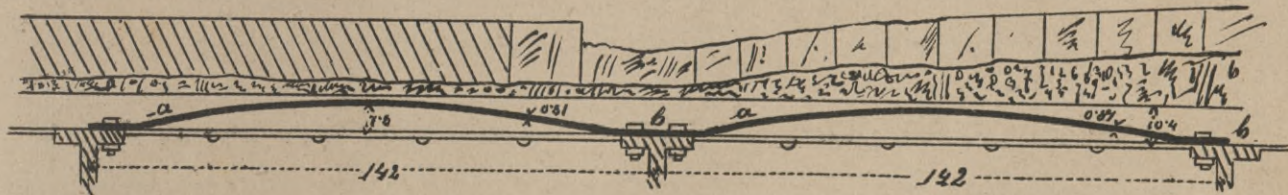


Rys. 1. c. Widok z góry na połowę blachy.



Rys. 2. a, b, c. Most nad kanałem portowym w Gothenburgu. Szwecja.

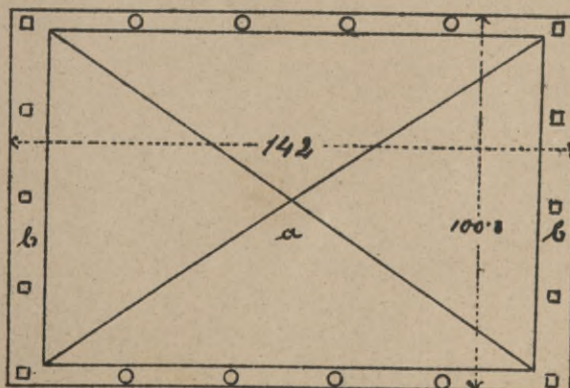
Rys. 2. a. Przekrój poprzeczny.



Rys. 2. b. Przekrój podłużny przez drogę.



Rys. 2. c. Blacha wypukła.



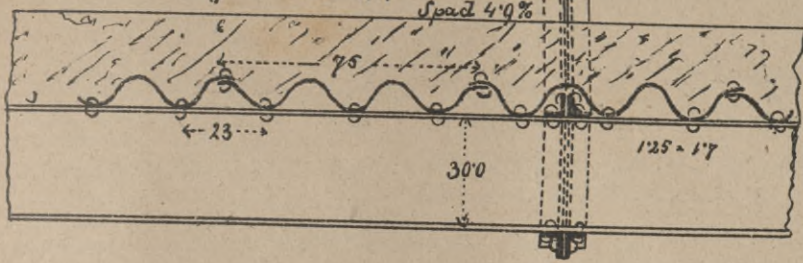




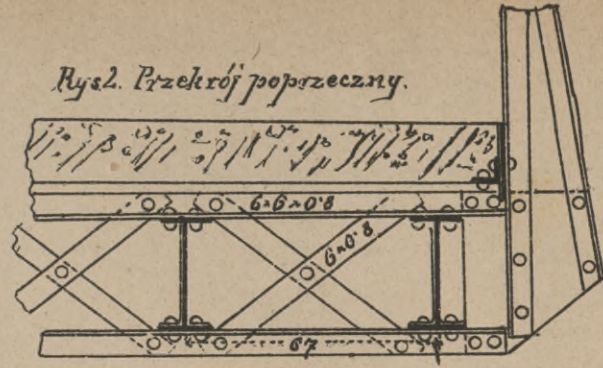


Most drogowy na Dunaju pod Vilshofen.

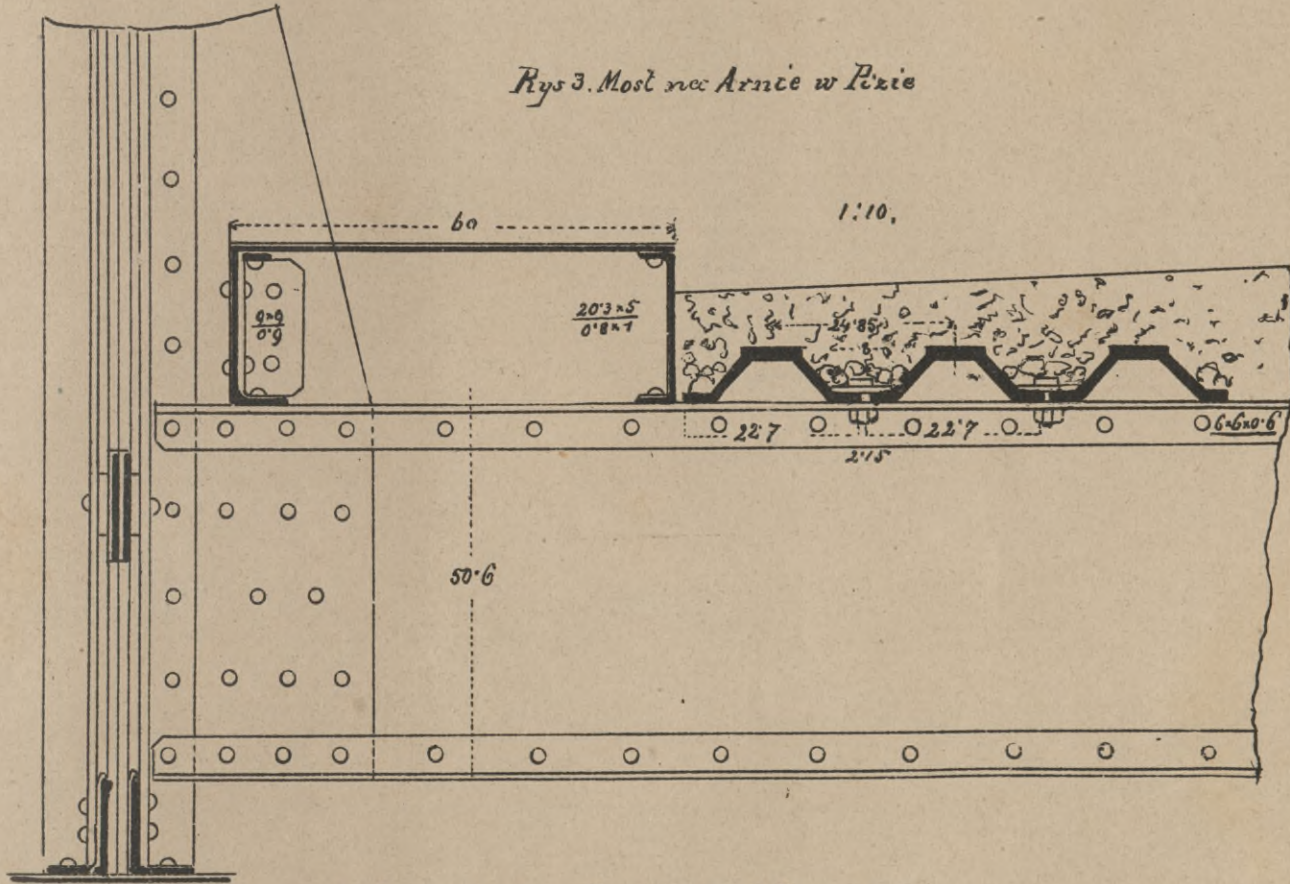
Rys. 1. Przekrój podłużny.



Rys. 2. Przekrój poprzeczny.

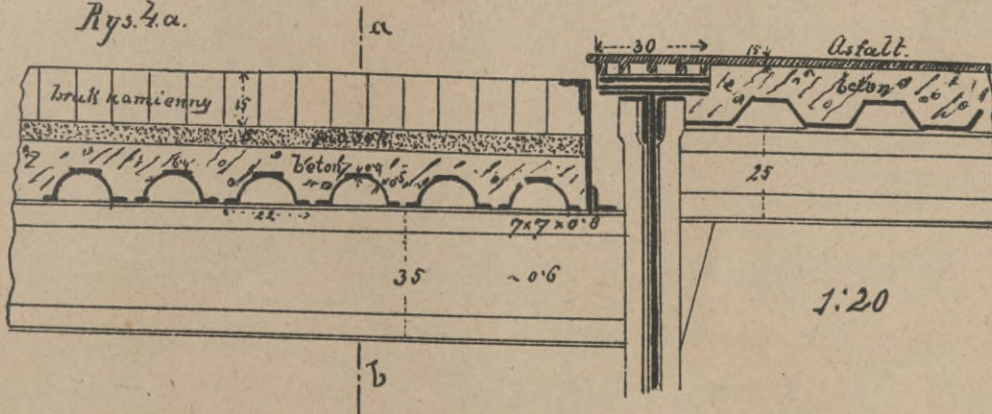


Rys. 3. Most nad Arnicie w Pizie

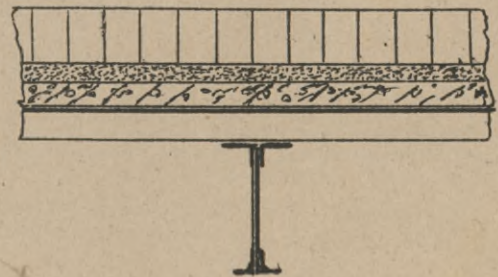


Rys. 4. a, b. Most na Reussie pod Lucerną.

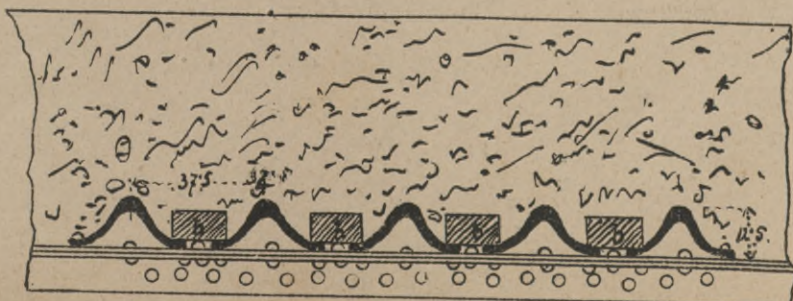
Rys. 4. a.



Rys. 4. b. Przekrój a b.



Rys. 5. Most nowy Arcole nad Sekwaną w Paryżu. Przekrój podłużny.



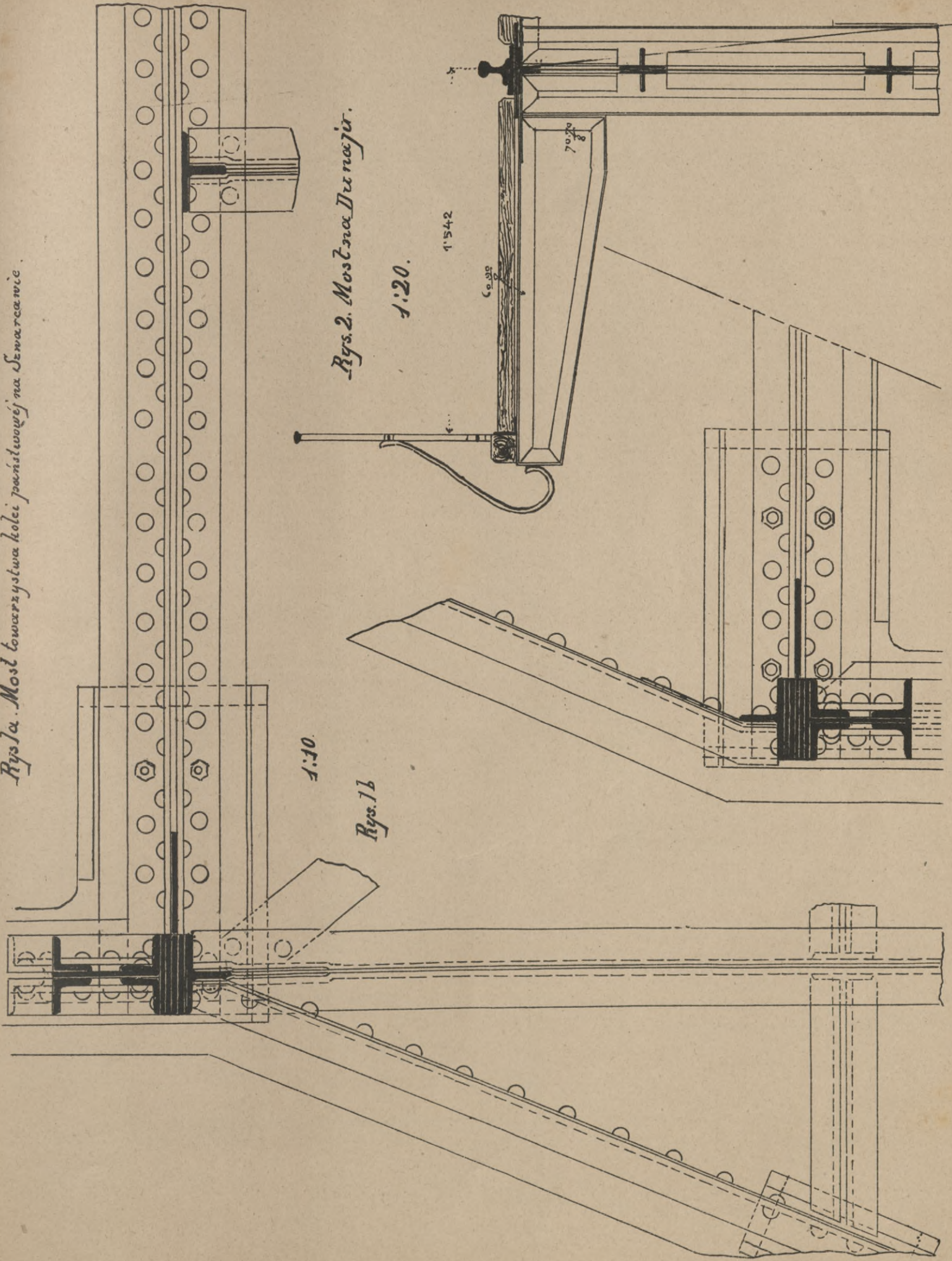
1:10.







Rys. 1a. Most towarzysystwa kolei państwowej na Szwarcawicé.

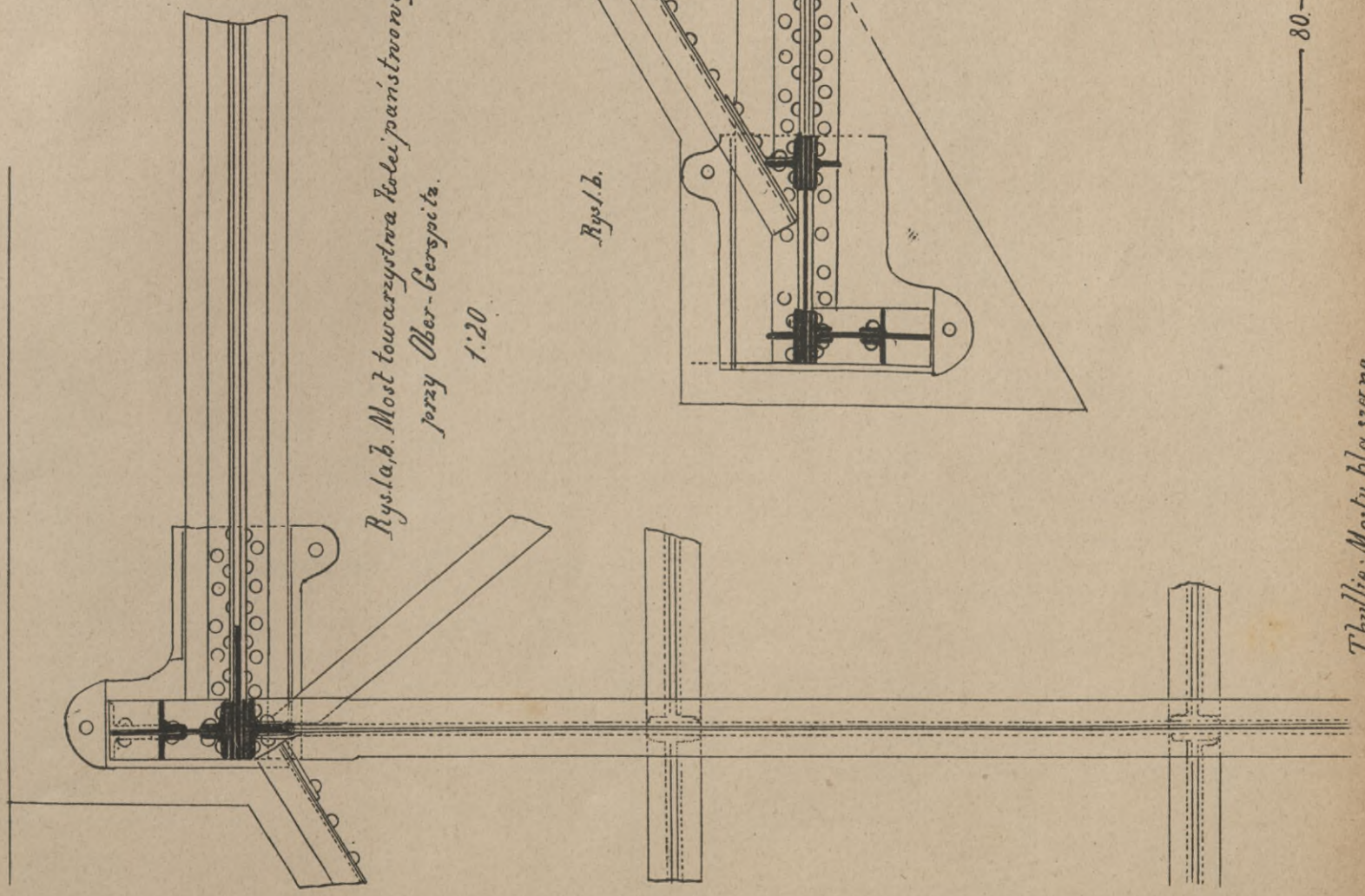








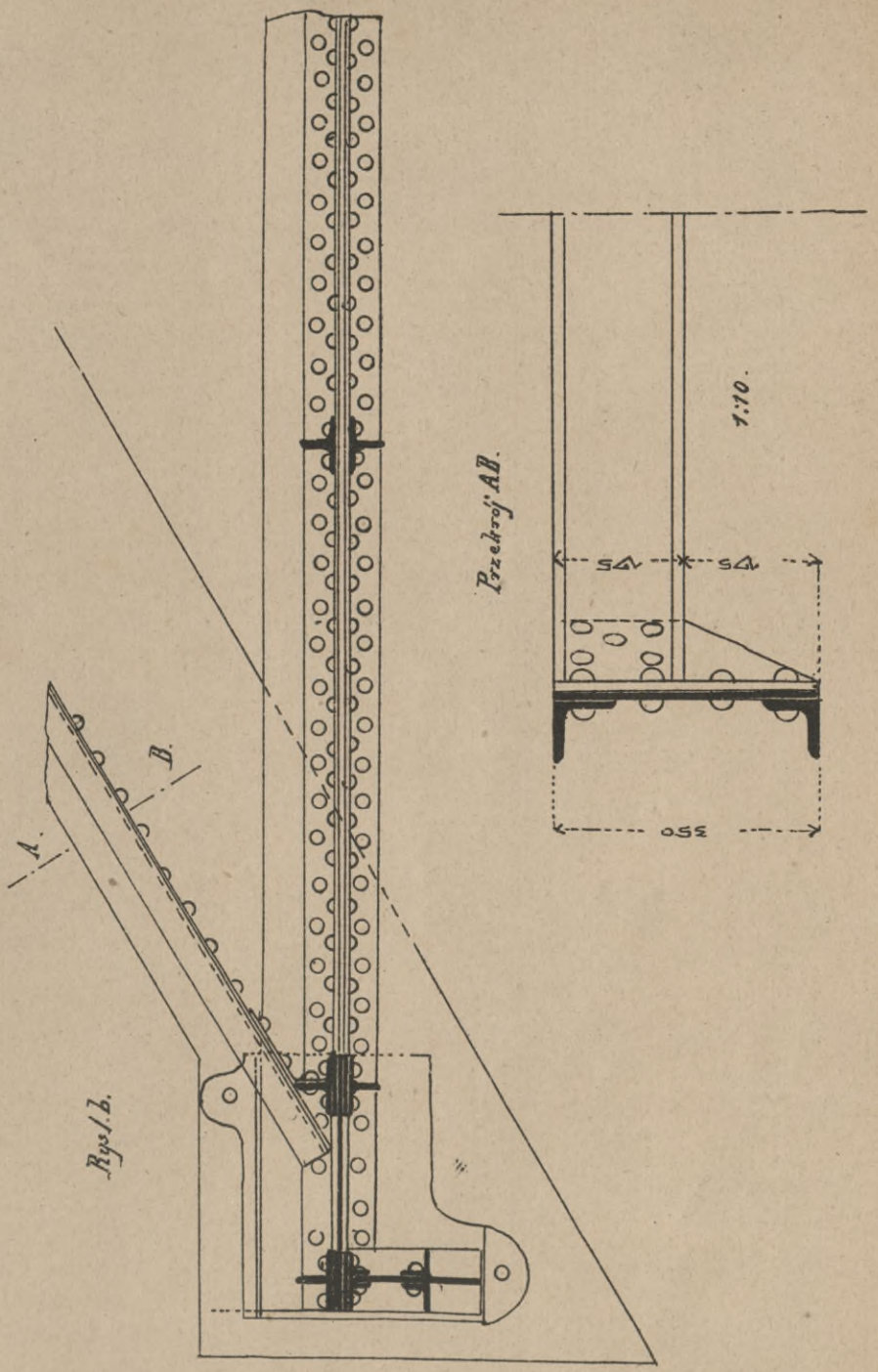
Rys. 1a.



Rys. 1a, b. Most towarzystwa Kolei państwowej przy Ober-Gerspitz.

1:20

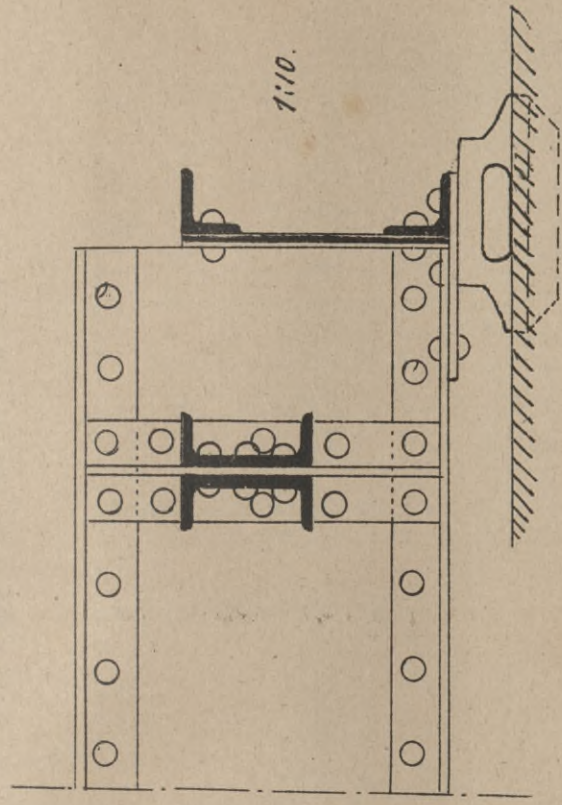
Rys. 1. b.



1:10.

1:10.

Rys. 2. Ułożenie poprzecznic skrajnych na łożysku.

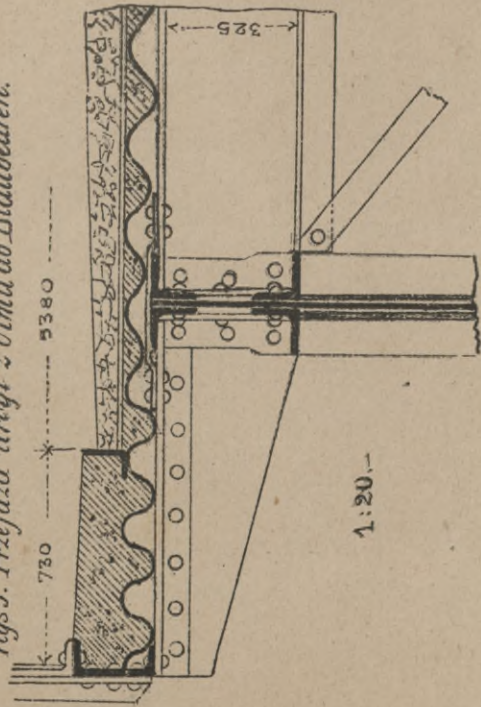




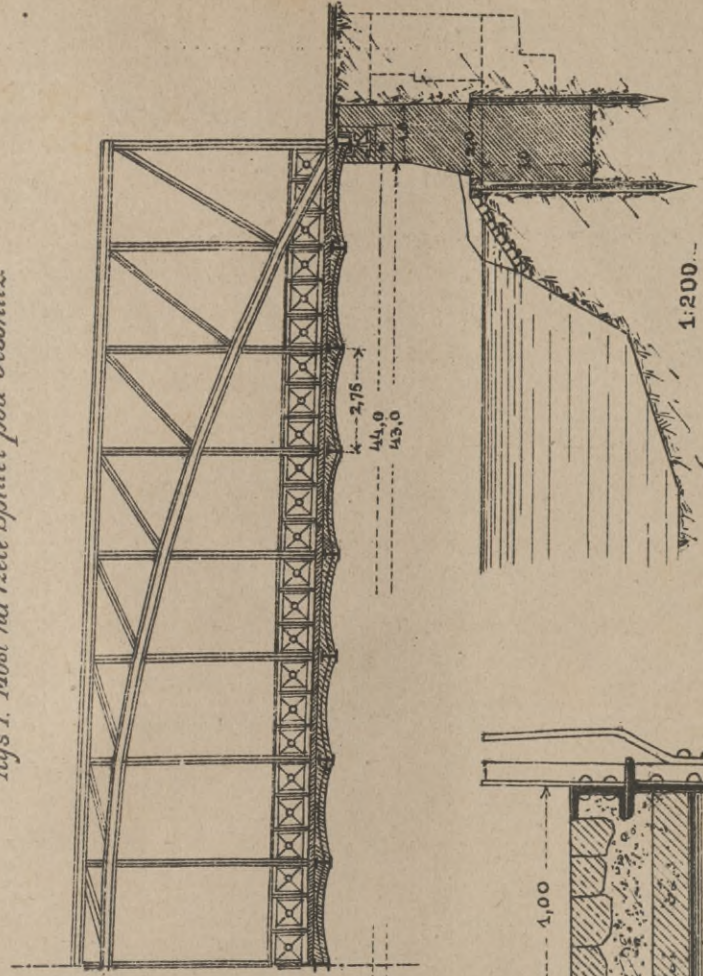




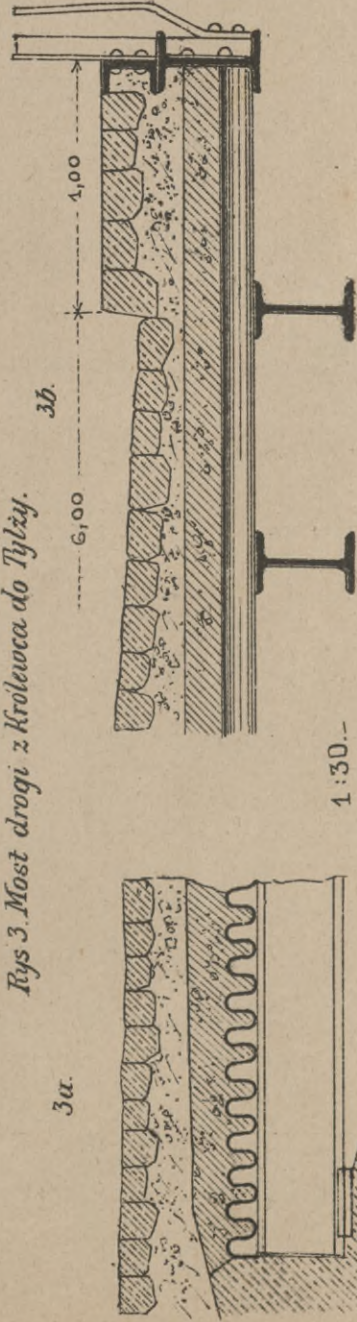
Rys 5. Przejazd drogi z Ulmu do Blaubeuren.



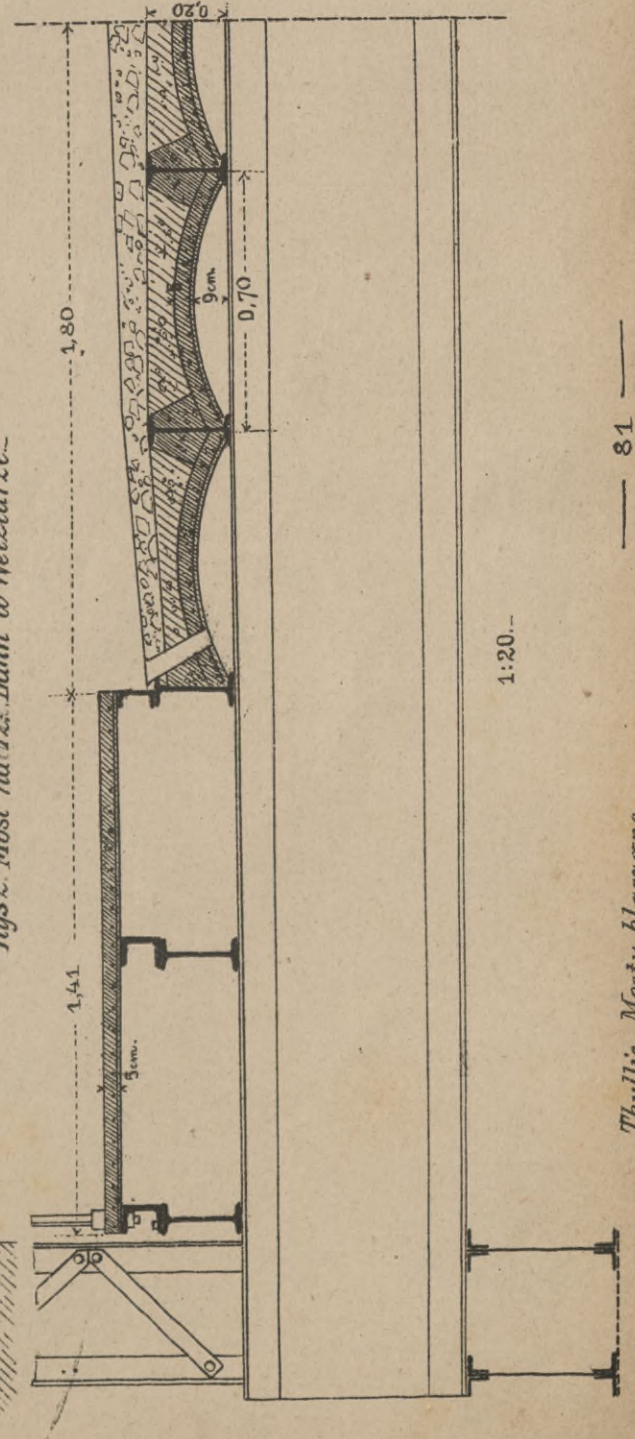
Rys 1. Most na rzece Spittel pod Jessnitz.



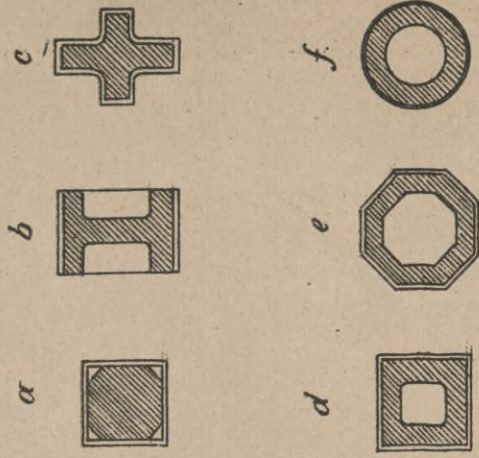
Rys 3. Most drogi z Krolewca do Tylży.



Rys 2. Most na brz. Lahn w Wetzlarze.



Rys 4.





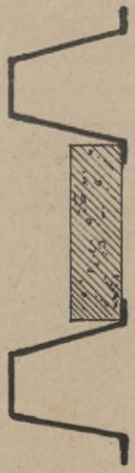




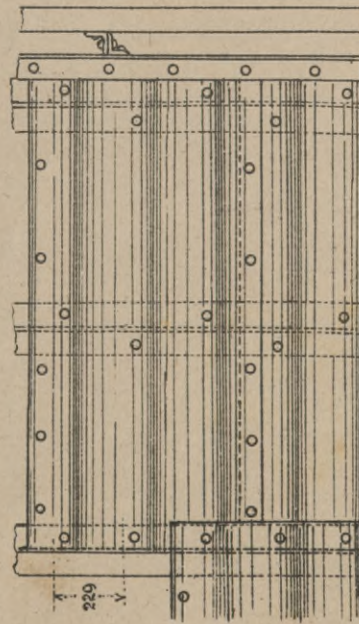
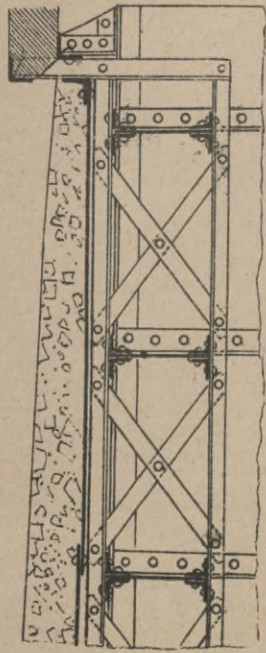
# POMOST I PORĘCZE.

Tabl. 45.

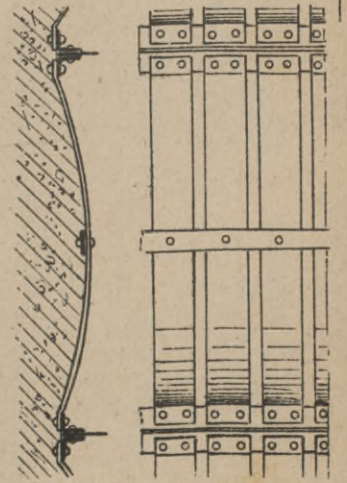
Rys. 1. Most „Pont des Bergues w Genewie.



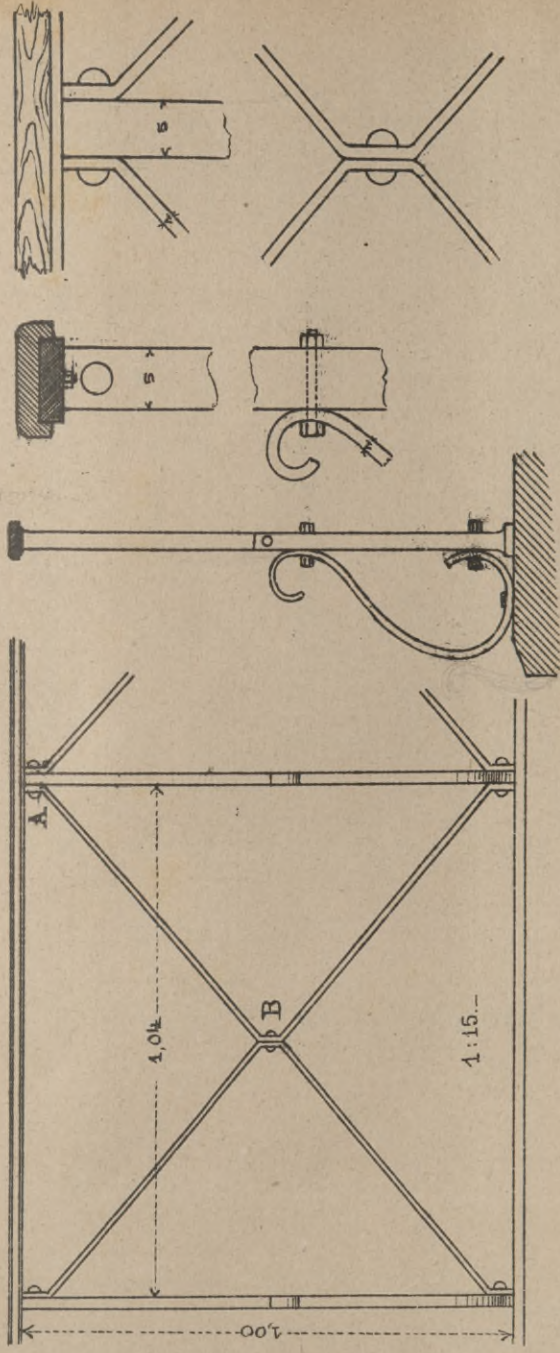
Rys. 2. Most drogowy na Menie pod Eltman w Bawaryi.



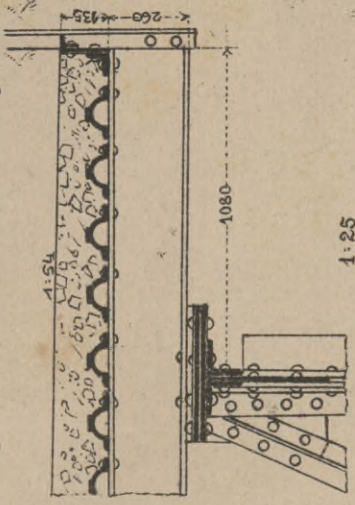
Rys. 4. Projekt Winklera.



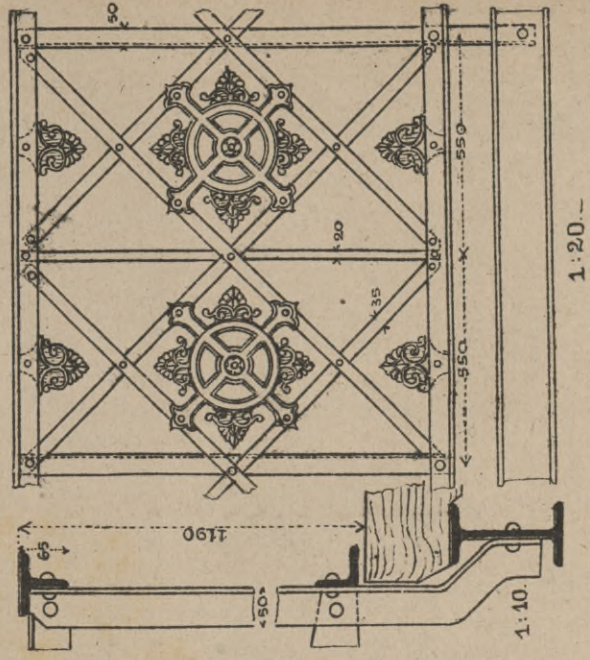
Rys. 3. Most „Murilla”.



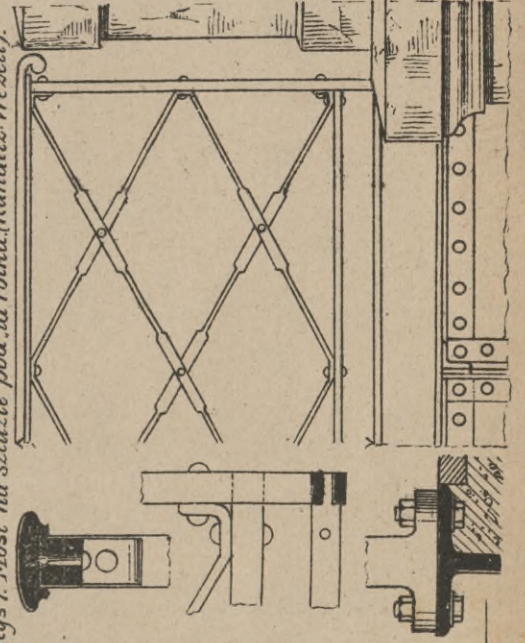
Rys. 5. Most na rz. Thur w Szwajcaryi.



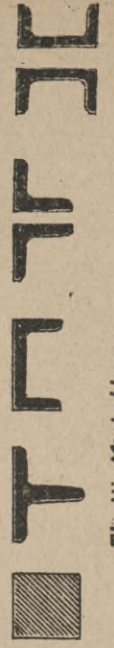
Rys. 6. Most na Dunaju pod Passawą.



Rys. 7. Most na szluzie pod „la Polka” (stanalitz: Wezelt).



Rys. 8.



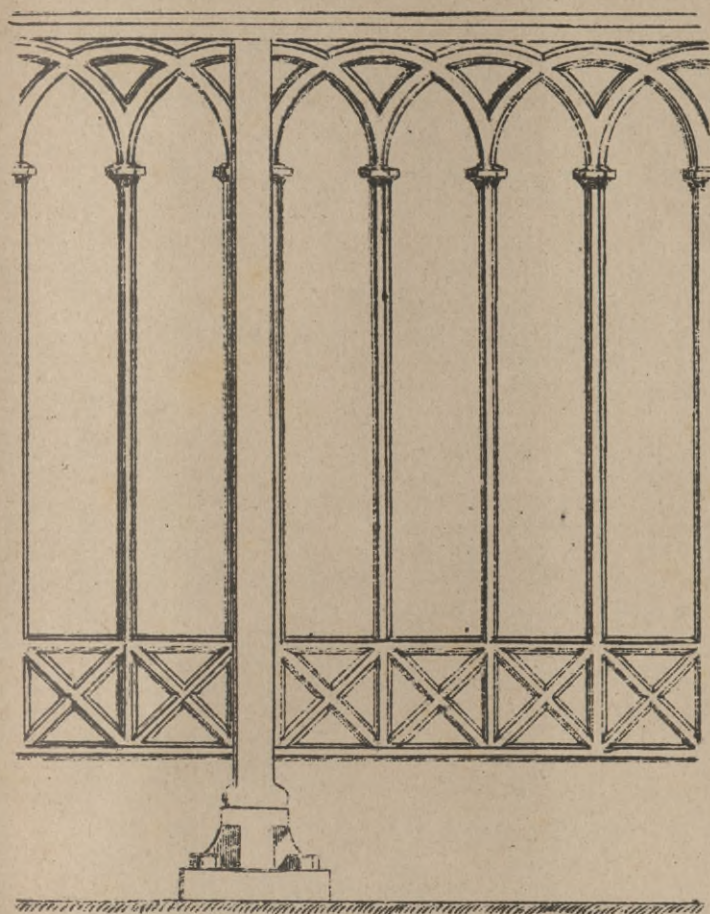
Thullie Mosy blaszane



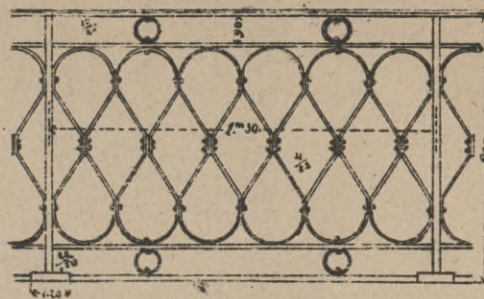




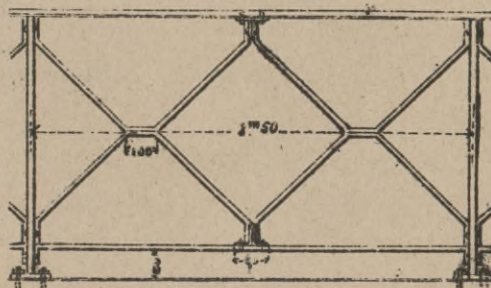
Rys. 1. Most kolejowy w Frankfurcie 1/10.



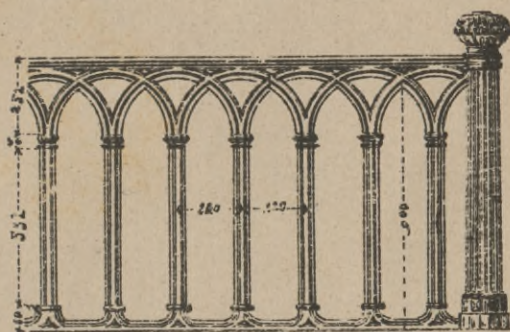
Rys. 3. Kolej zachodnia francuska.



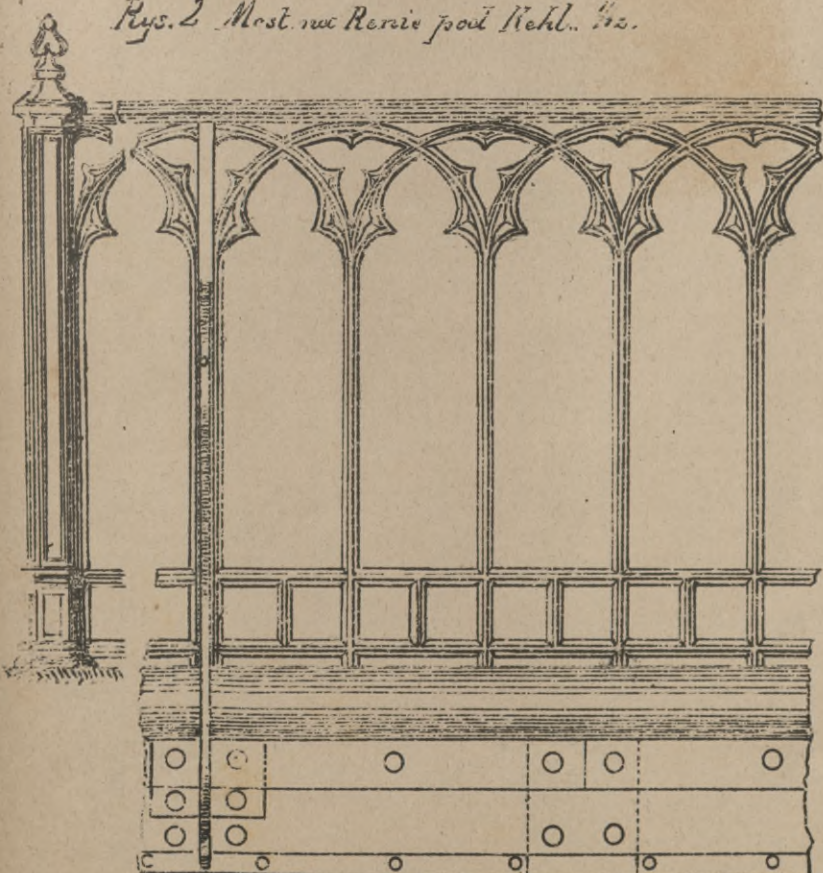
Rys. 4. 5. Poręzo kuznie Creusot.



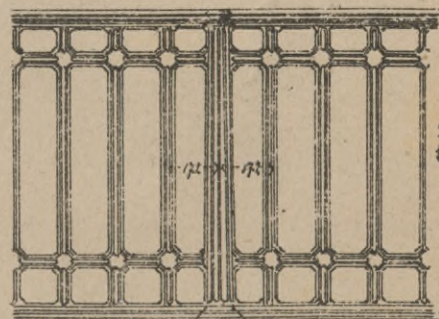
Rys. 6. Most Signac pod Luchon.



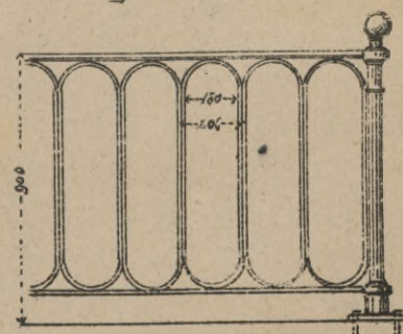
Rys. 2. Most na Rensie pod Nebl. 1/20.



Rys. 7. Wiaadukt Charmont.



Rys. 5.





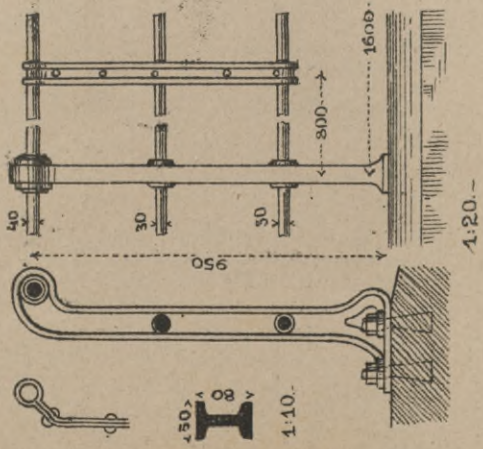




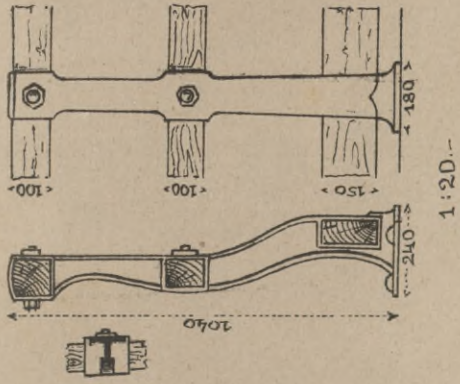
POREČZE.

Tabl. 47.

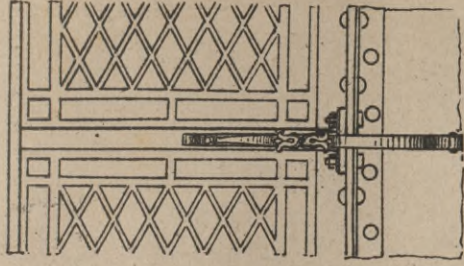
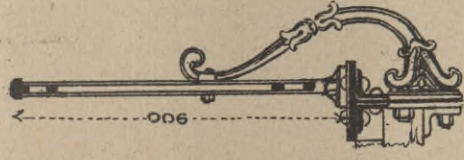
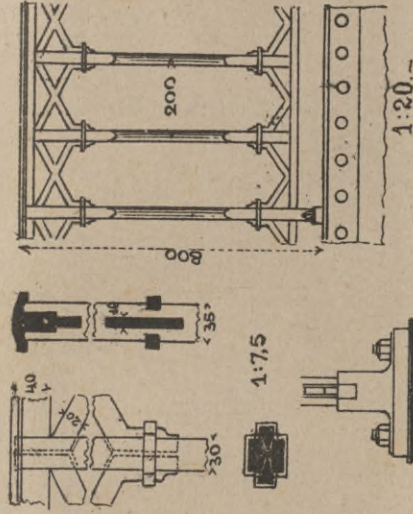
Rys. 1. Berlińska kolej miejska.



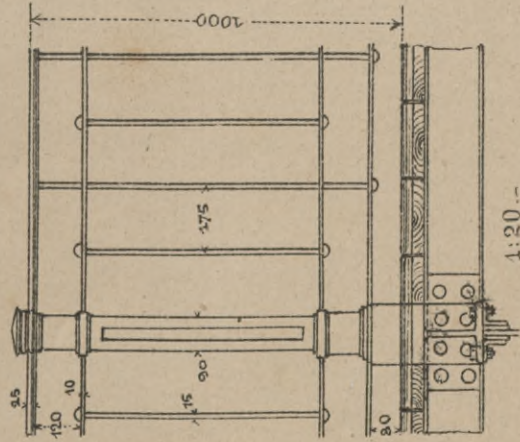
Rys. 2. Most drogowy w Trondheim.



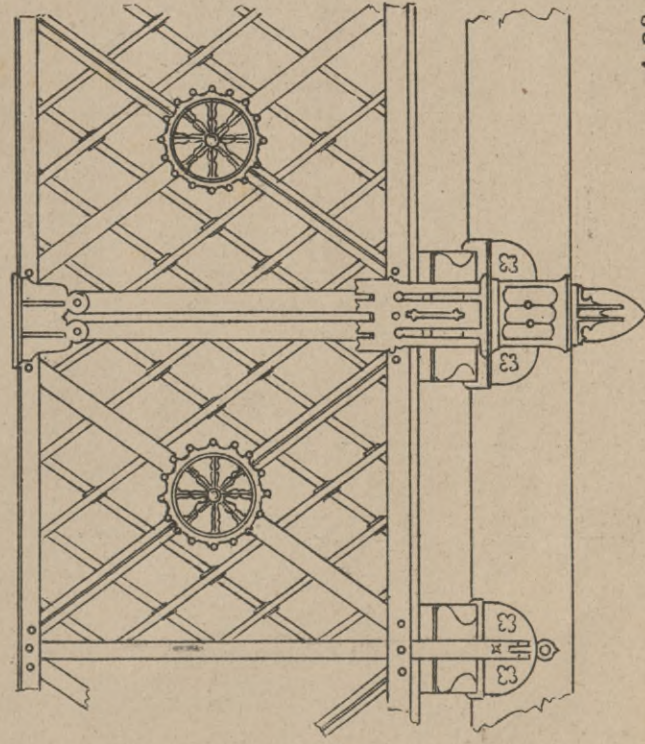
Rys. 4. Most na rz. Murg po Rastatt.



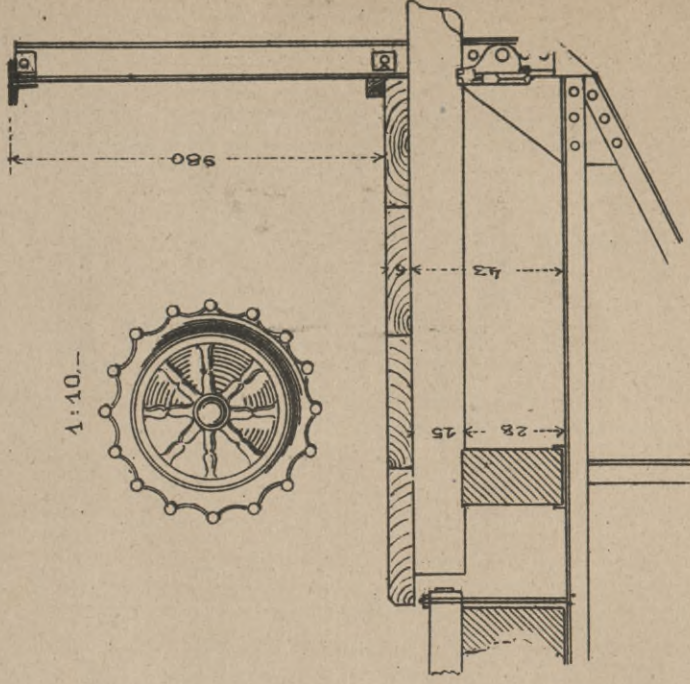
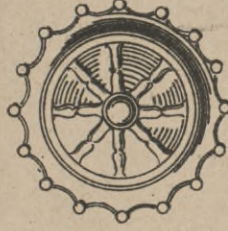
Rys. 5. Most na Labie pod Uściami.



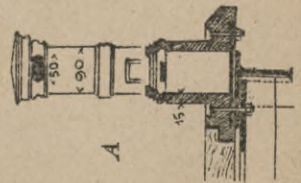
Rys. 6. Most na Dunaju pod Deggenдорfen.



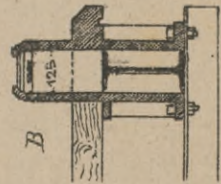
1:10.



Rys. 5. a.



Rys. 5. b.



Thullie Mosty blaszane

1:20.

rys. J. Bogucki

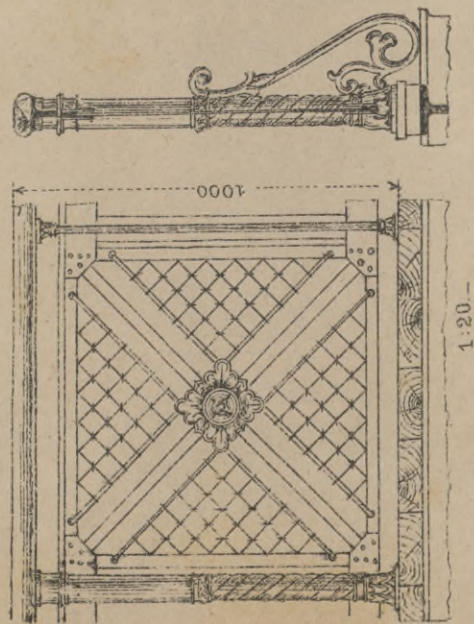




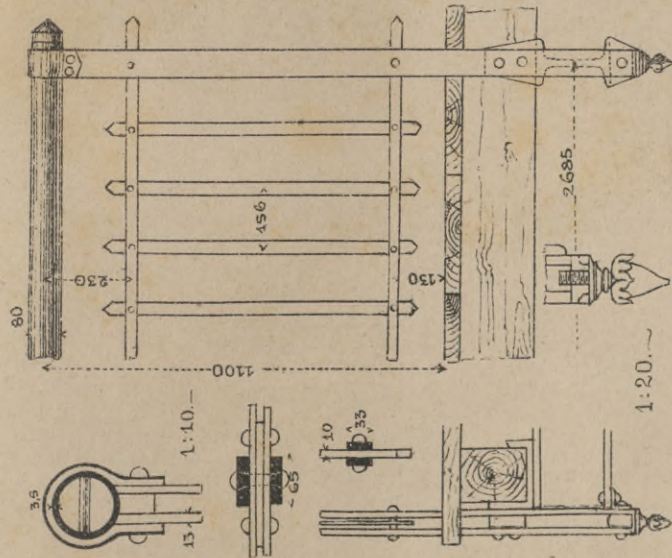


PORĘCZE.

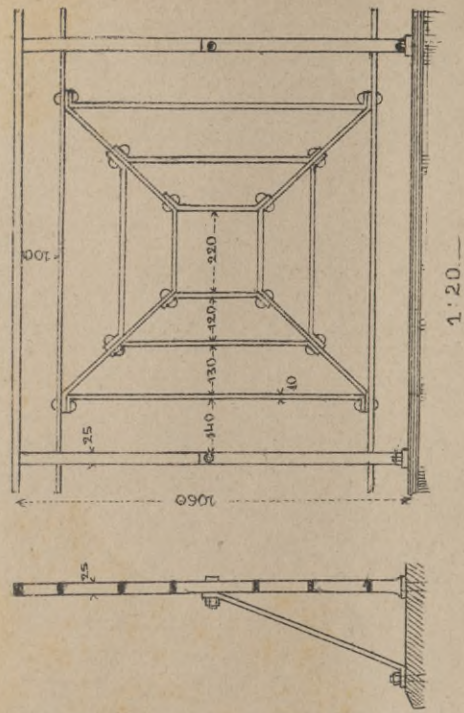
Rys. 1. Most drogowy nad dworcem w Monachium.



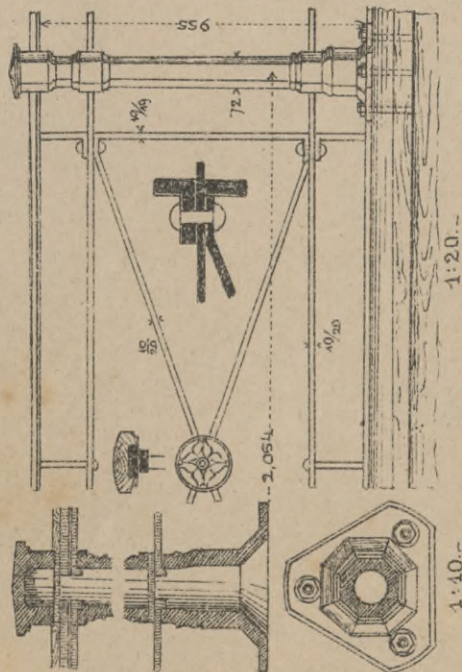
Rys. 2. Most na rz. Niemnie pod Tylicą.



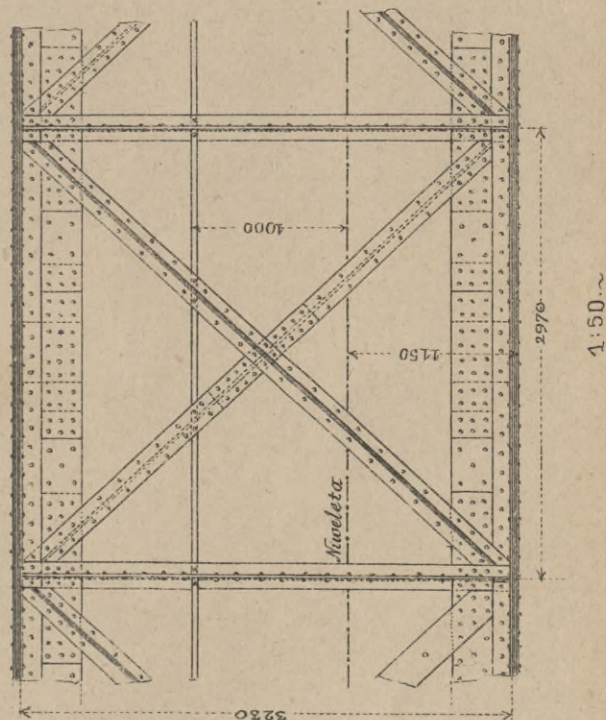
Rys. 3. Most na rz. Po pod Merxtrau-Corti.



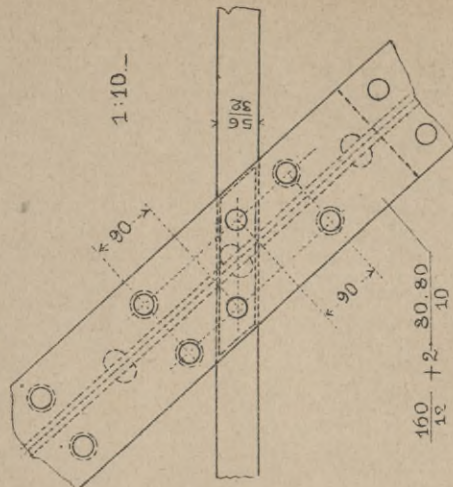
Rys. 4. Most na rz. Sisie pod Szegeclym.



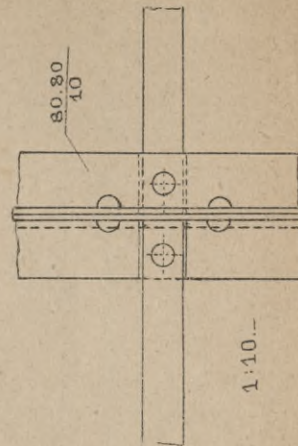
Rys. 6. Austr. koleje Państwowe. Most na rzce Wiszni.



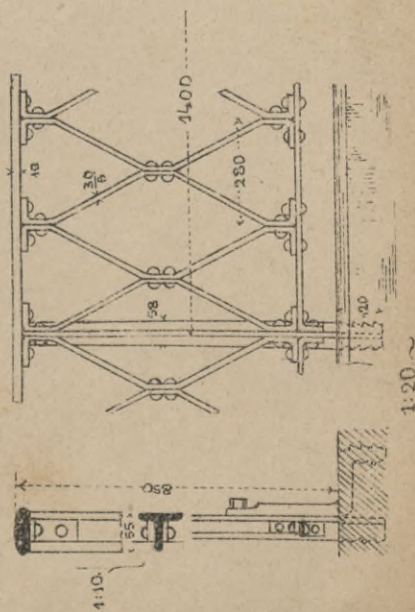
Rys. 6b.



Rys. 6c.



Rys. 5. Most kanatu Aisne-Marne.



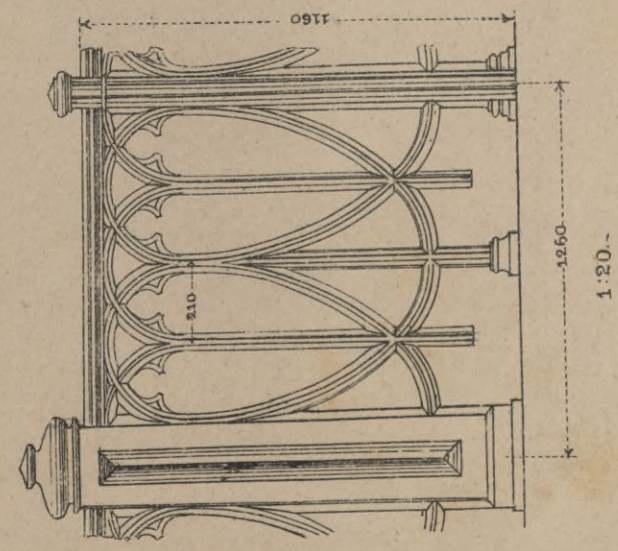




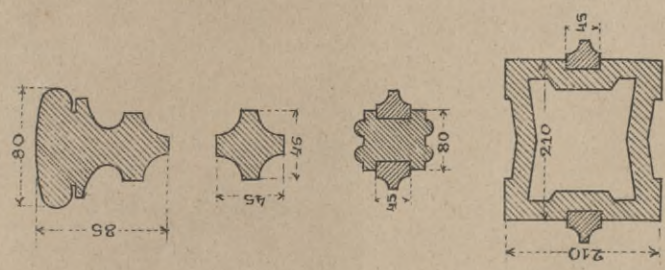


FORĘCZE.

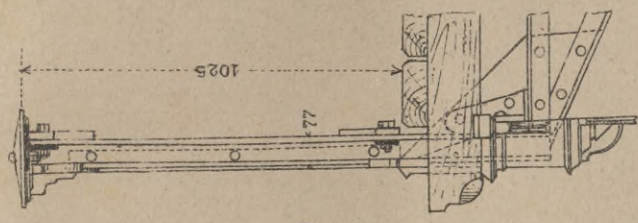
Rys. 1. Most Ferdynanda na kanale Dunaju w Wiedniu.



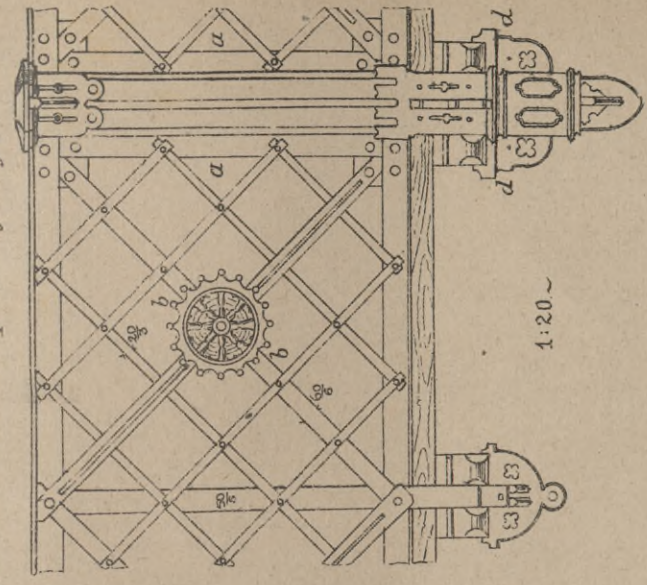
Rys. 1 b



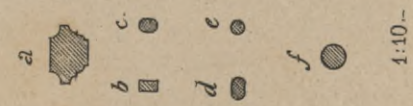
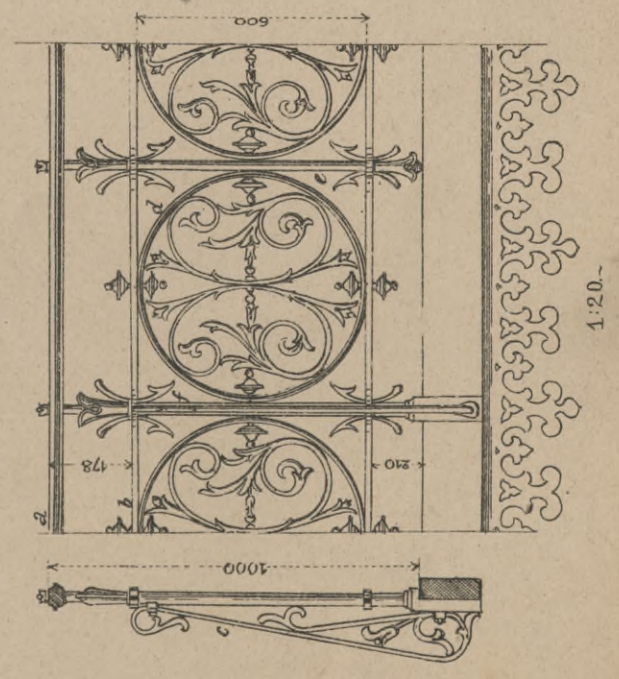
Rys. 2. b



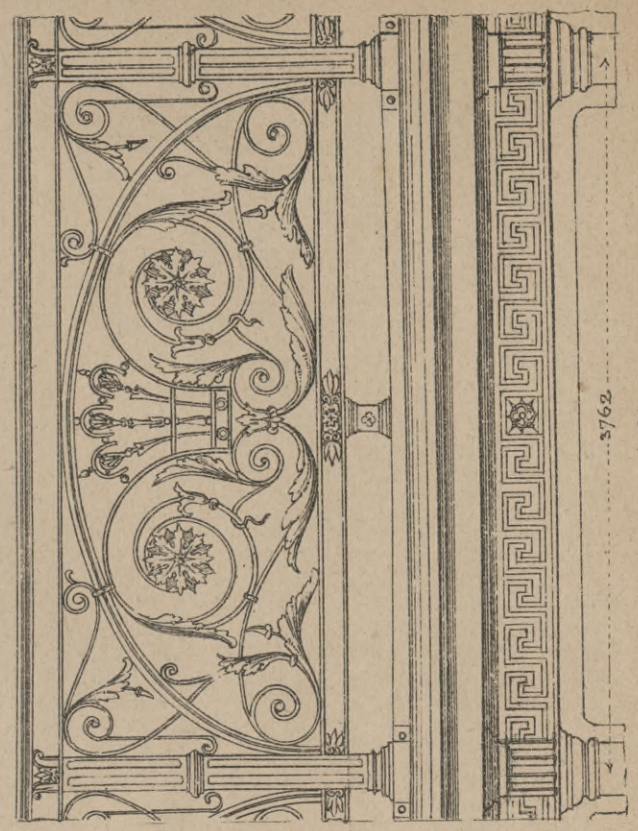
Rys. 2. Most na Renie pod Moguncyą.



Rys. 3. Most na Tepli w Karlowych Warach.



Rys. 4. Most Tegetthofa na Wiedence w Wiedniu.

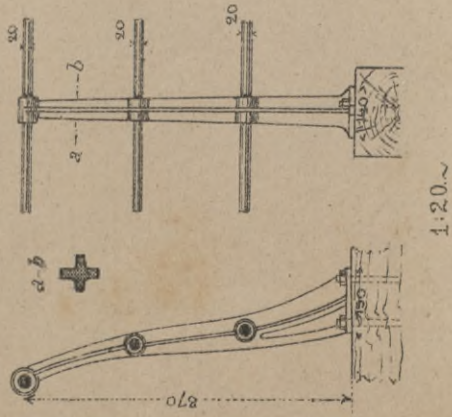




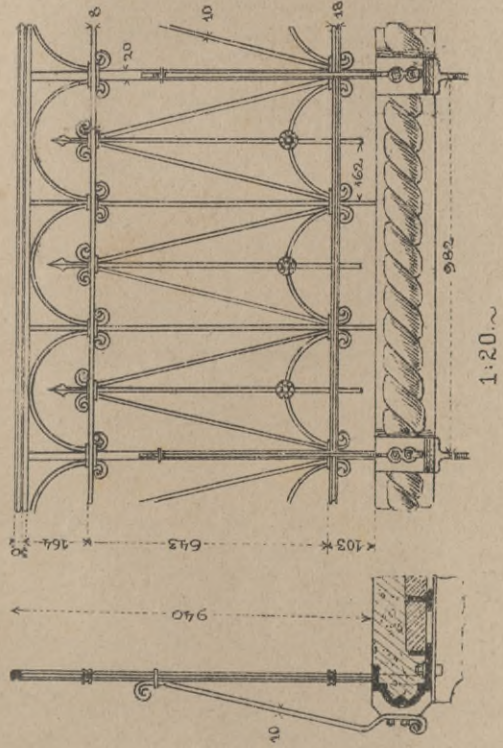




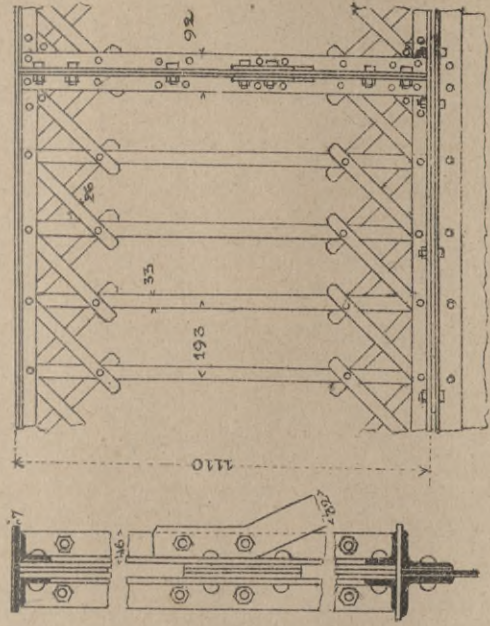
Rys 1. Norwieskie koleje paristwoowe.



Rys 2. Most tubowy w Zwierzyniu berlińskim.



Rys 3. Most kolei Północnej na Dunaju pod Wiedniem.



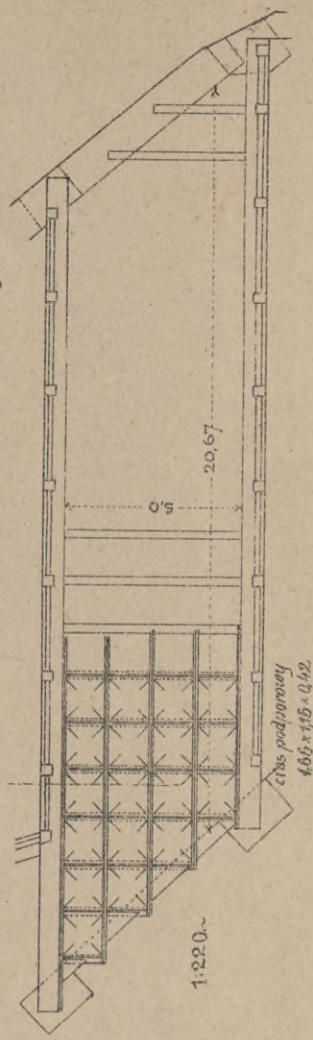
Rys 4.



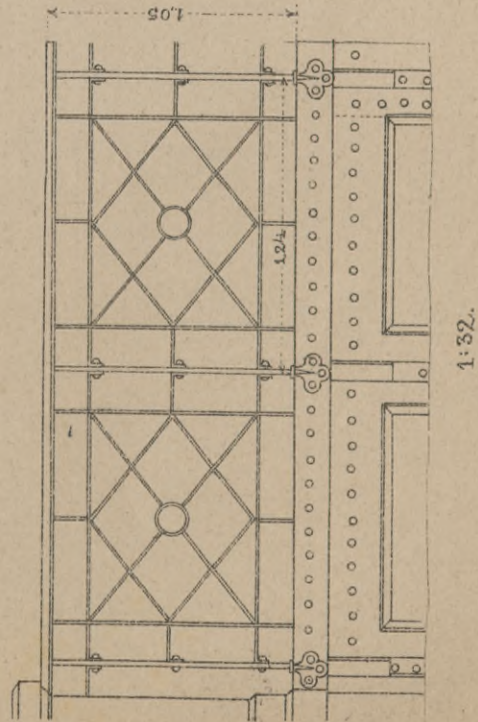
Rys 5.



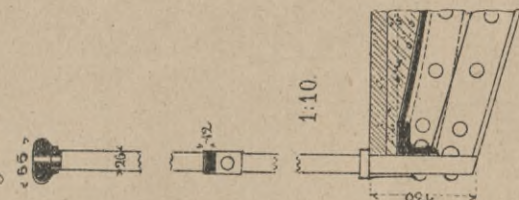
Rys 7. Most na stacji Dalmarock-Road w Glasgowie.



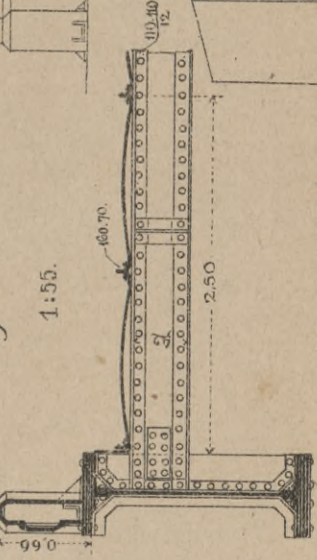
Rys 6. Most tubowy w Lüneburgu.



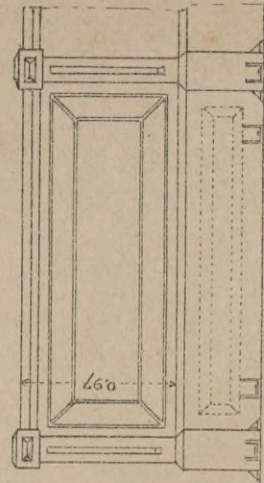
Rys 6. b.



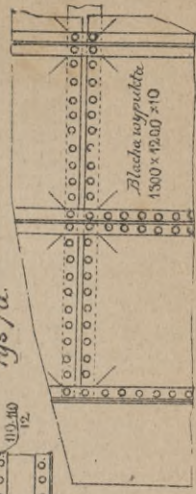
Rys 7. b.



Rys 7. c.



Rys 7. d.













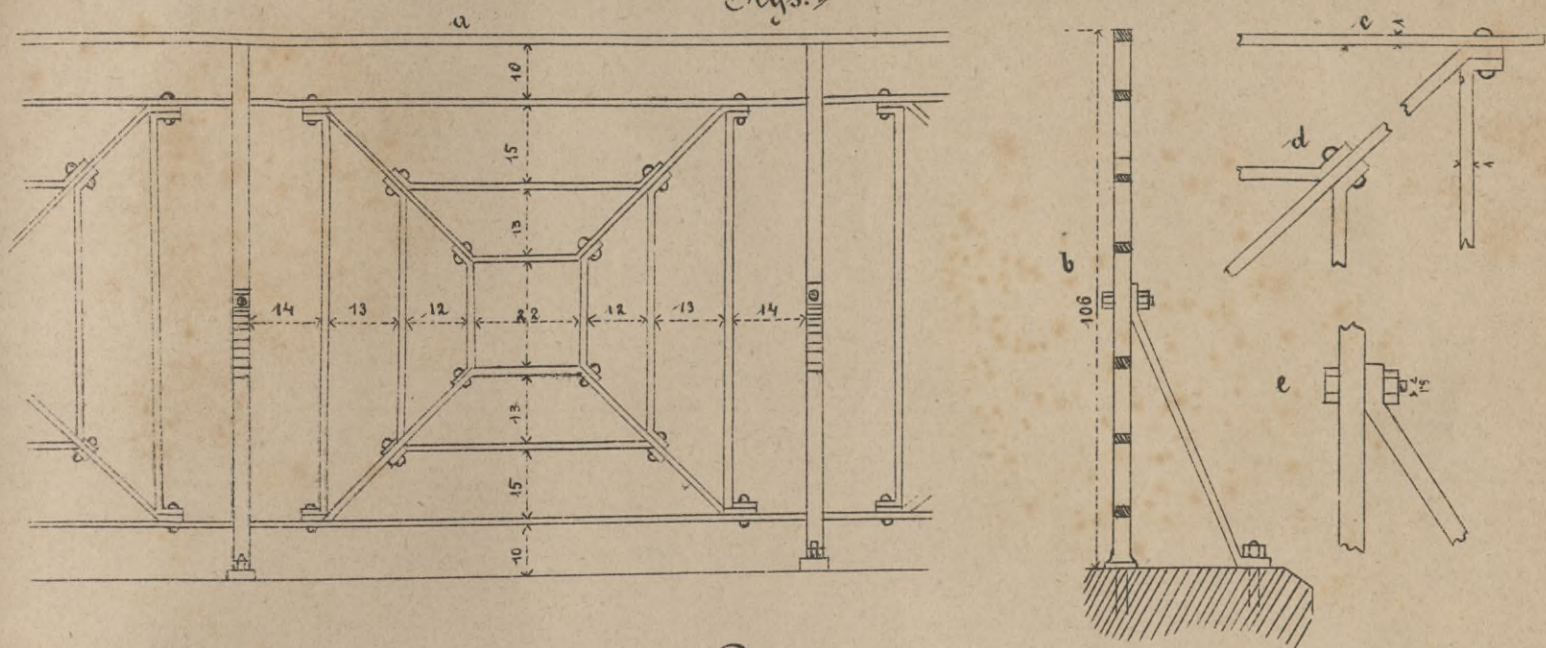




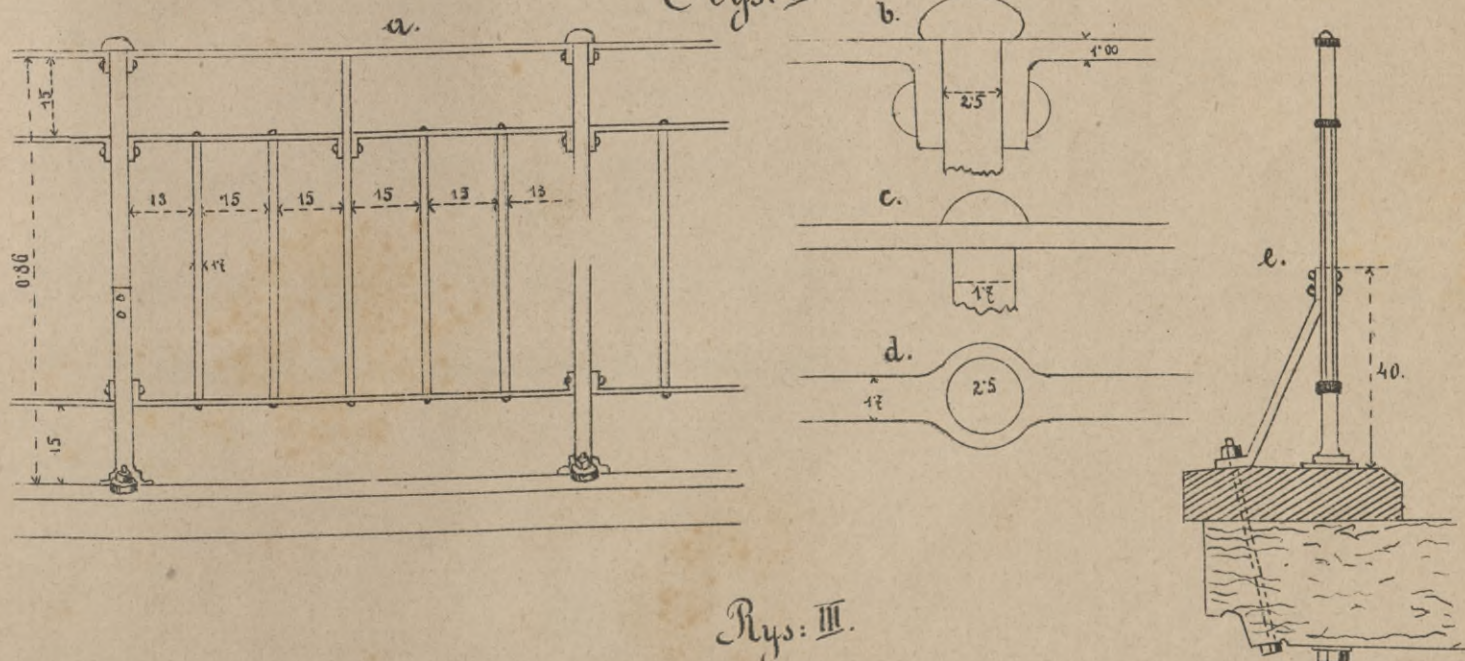
PORECZE  
 austriackich kolei południowych

Tabl: 52.

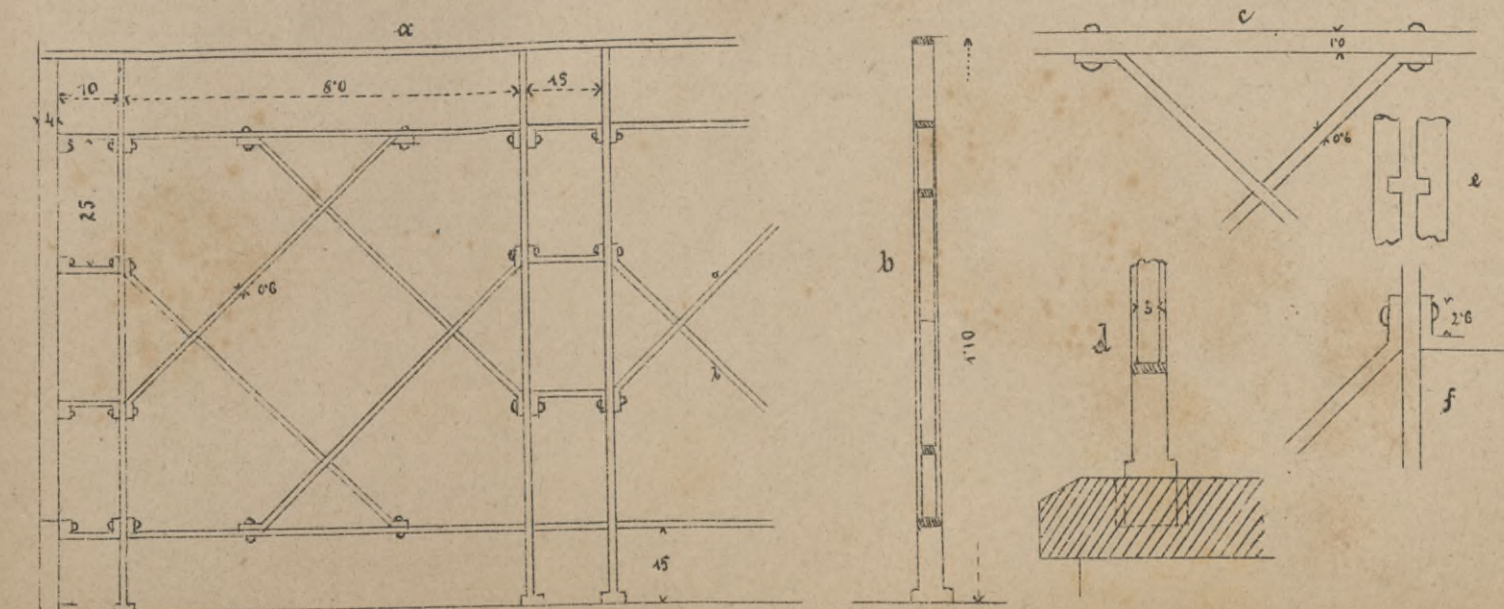
Rys: I



Rys: II



Rys: III















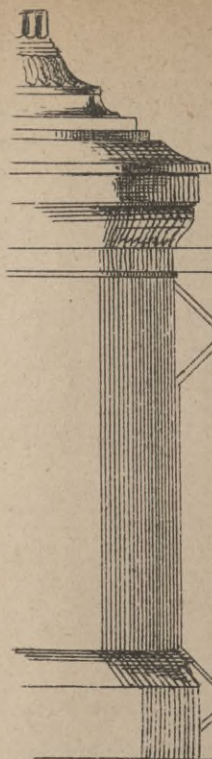












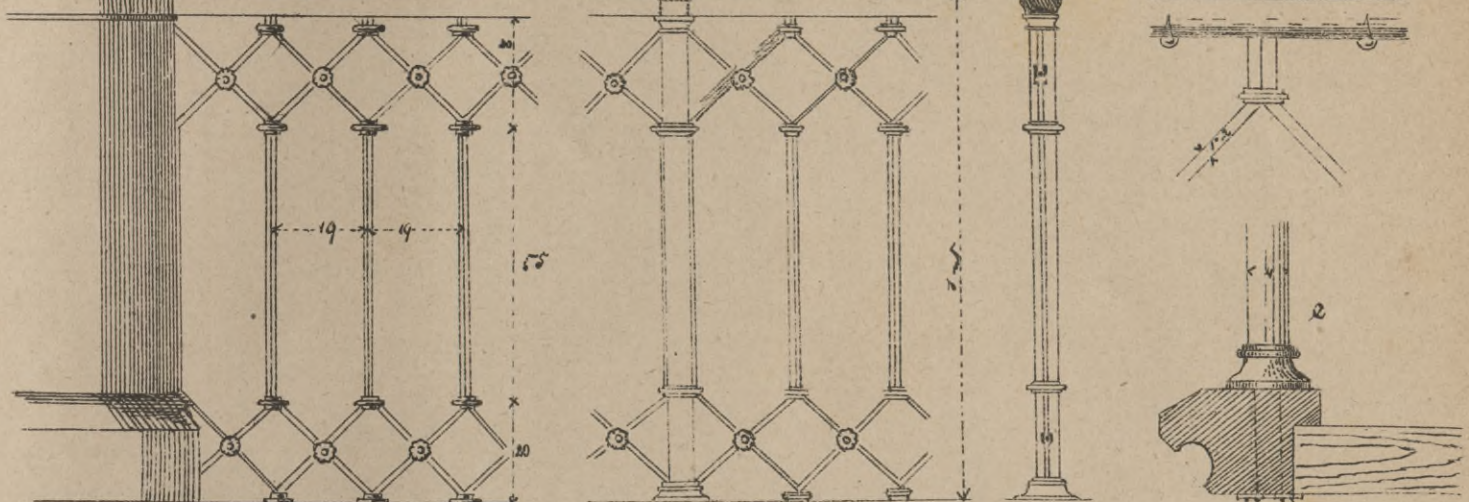
Rys. 1. Most na Osbachu (Badonistie).

$\alpha$

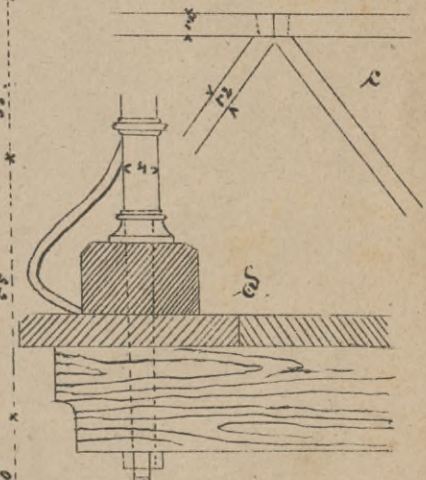
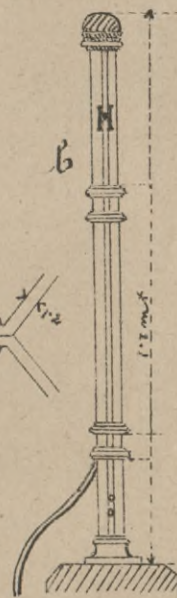
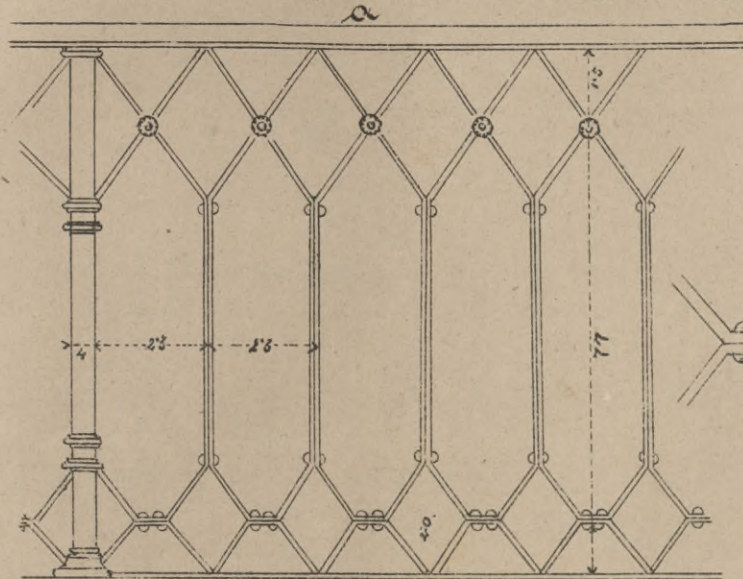
$\beta$

$\gamma$

$\delta$



Rys. 2. Most na Kinzingu pod Offenburgiem.

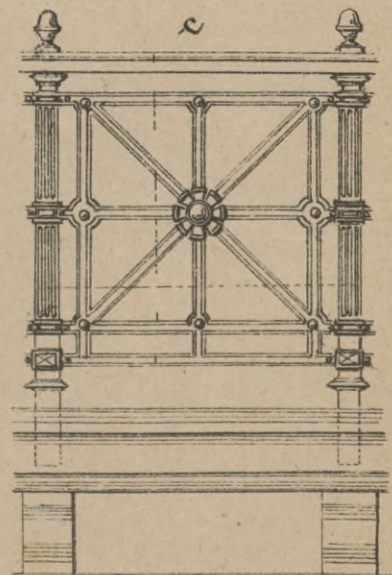
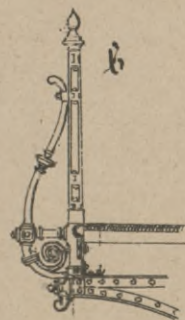
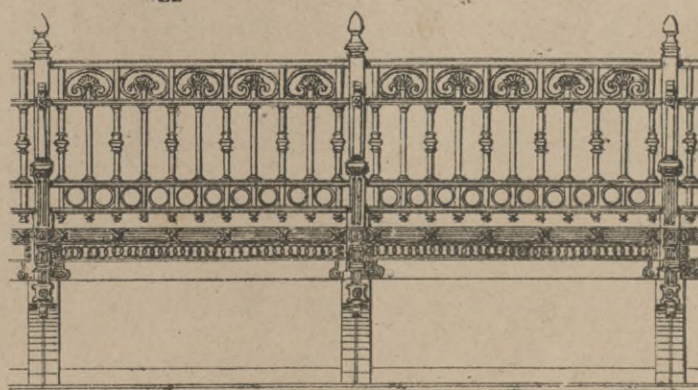


Rys. 3. Miejska kolej berlińska.

$\alpha$

$\beta$

$\gamma$







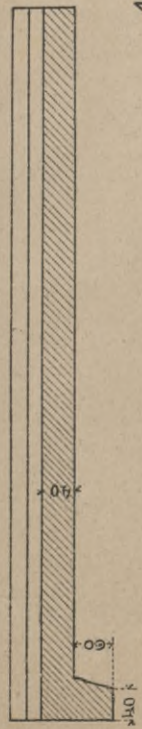


Rys 1. Kolej południowa austriacka. Most o rozpiętości 300 m.

Rys 1a. Łożyisko końcowe.



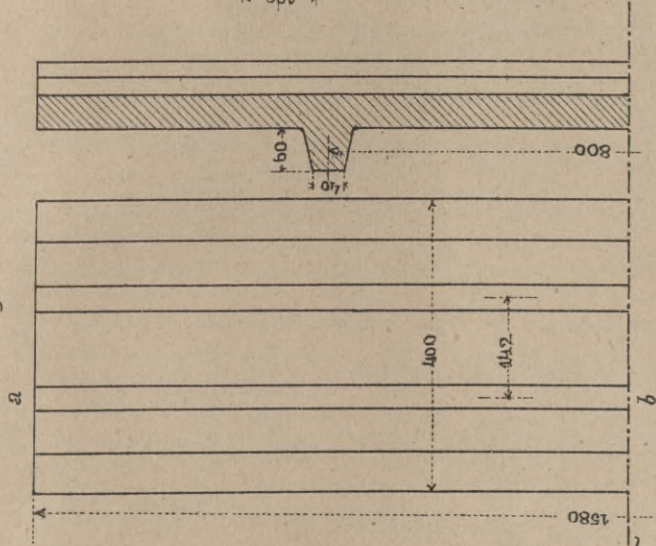
Przekrój a-b.



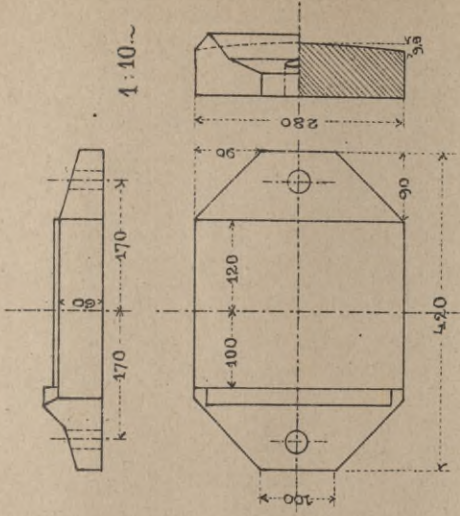
1:10~

Oś symetryczna

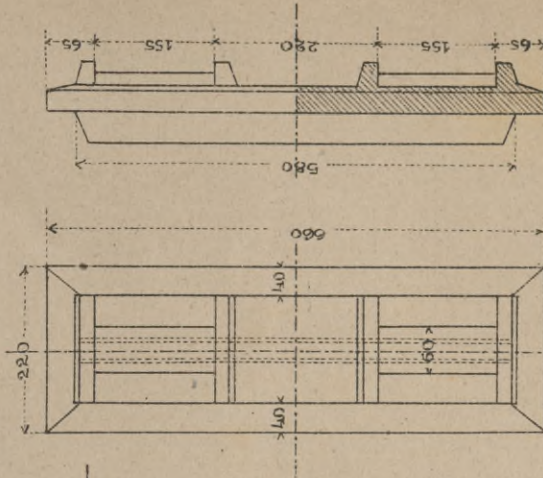
Rys 1b. Łożyisko środkowe.



Rys 3. Męska kolej Ludwika.

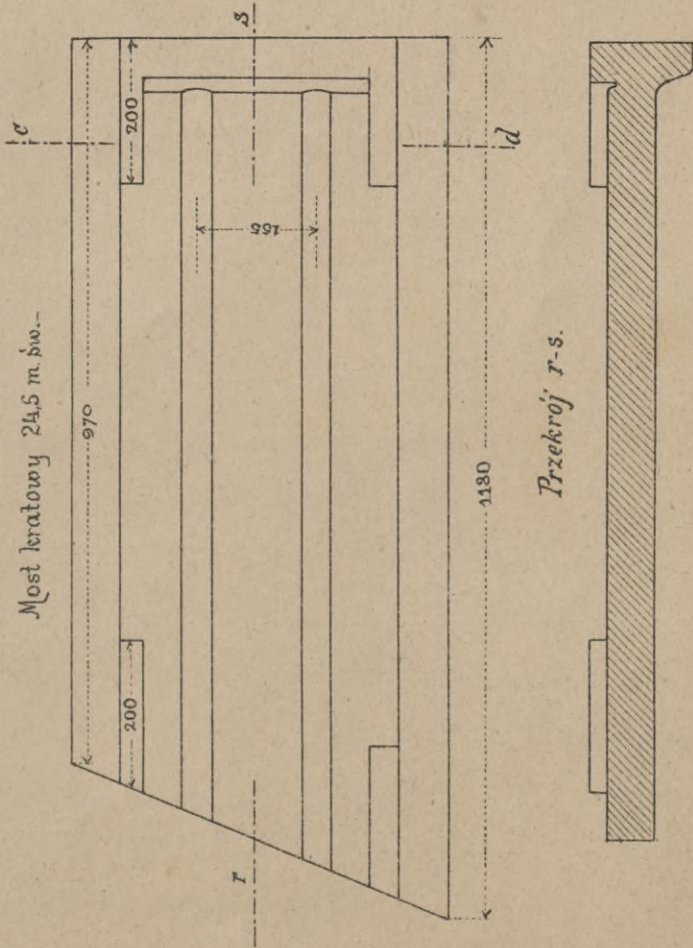


Rys 4. Kolej wschodnia pruska.



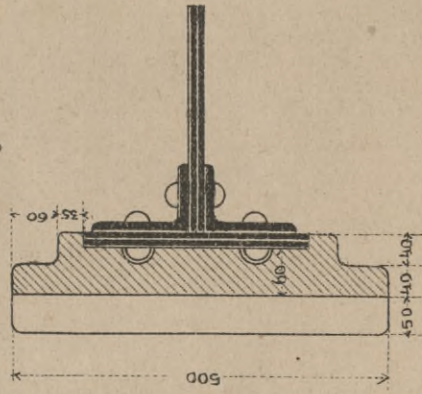
Rys 2. Kolej Wiedeń-Pottendorf.

Most kratowy 24,5 m św.



Przekrój r-s.

Przekrój c-d.



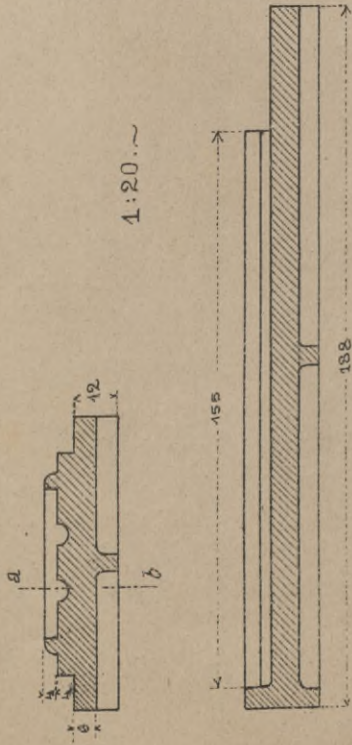
1:10~



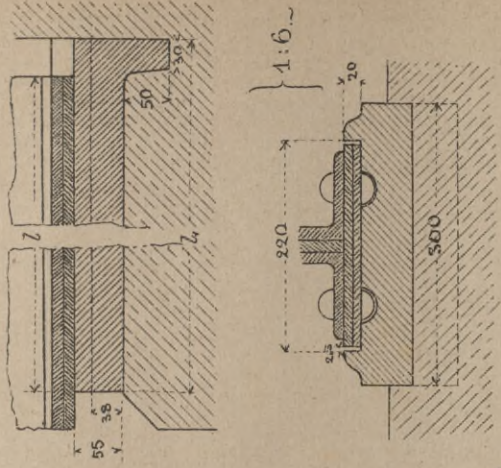




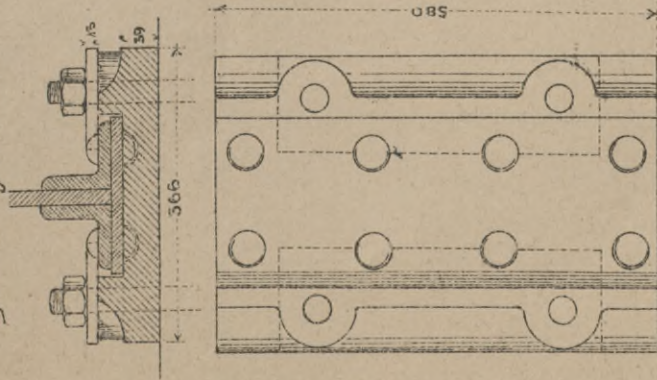
Rys 1. Most na Eisacku pod Rötthele.



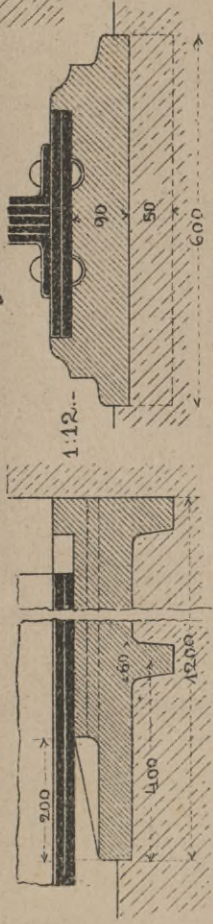
Rys 2. Normalia kolei południowej austr.



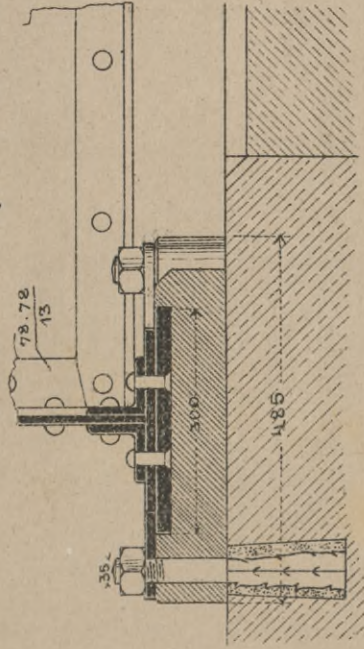
Rys 3. Kolej reńska.



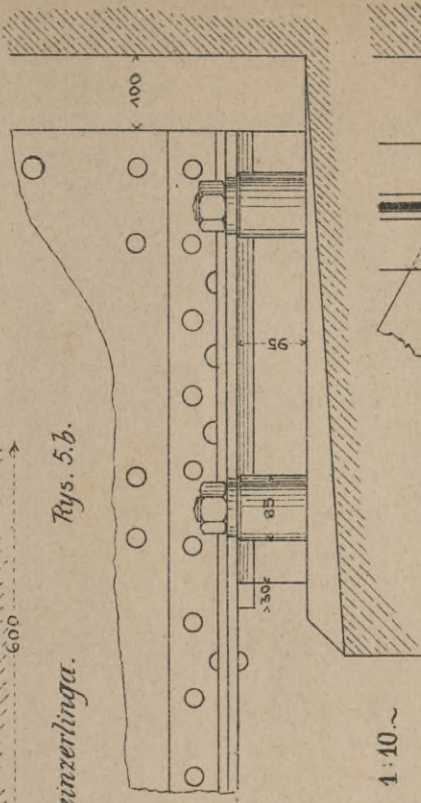
Rys 4. Normalia kolei południowej austr.



Rys 5. Most wedle Heinzerlinga.

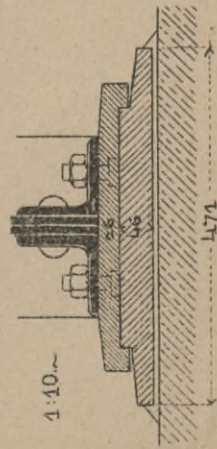


Rys 5.b.

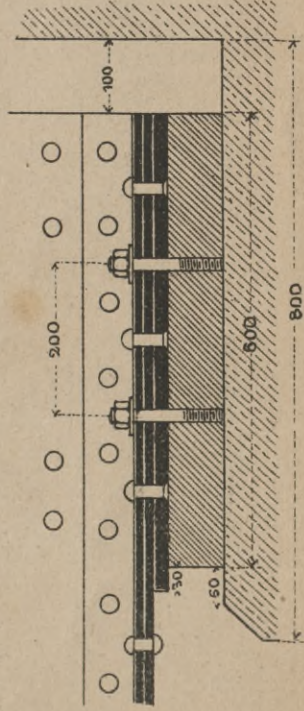


1:10.

Rys 6. Mosty Schwedlera.



Rys 7. Most wedlug Heinzerlinga. Izozysko state.



1:10.

Thullie. Mosty blaszane.









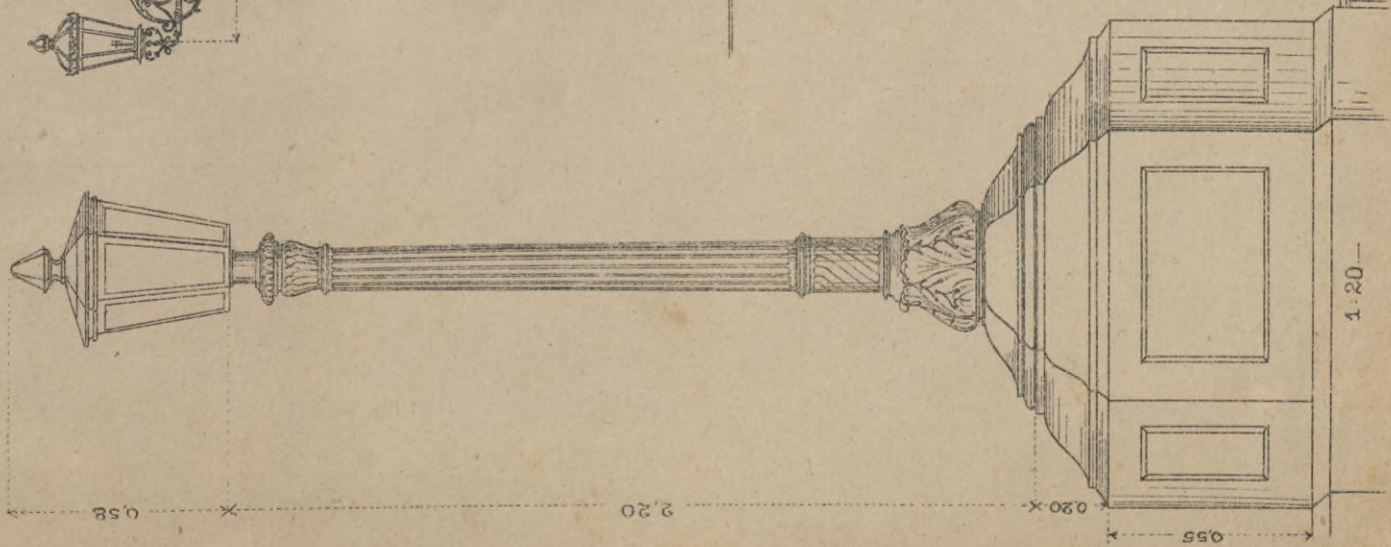






LATARNIE I PĄCHOLKI.

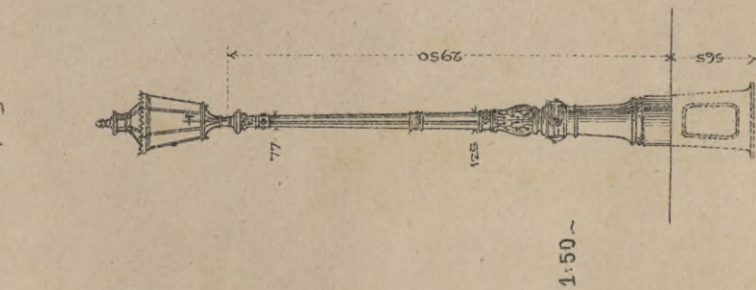
Rys. 1. Most na Renie w Konstancji.



Thullie. Mosty blaszane...

Z Kolonii.

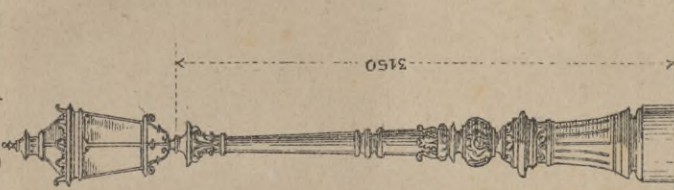
Rys. 3.



1:50 ~

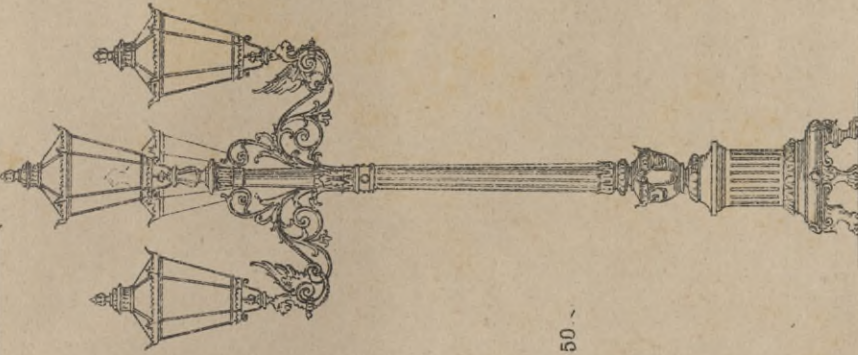
Z Moguncyi.

Rys. 4.

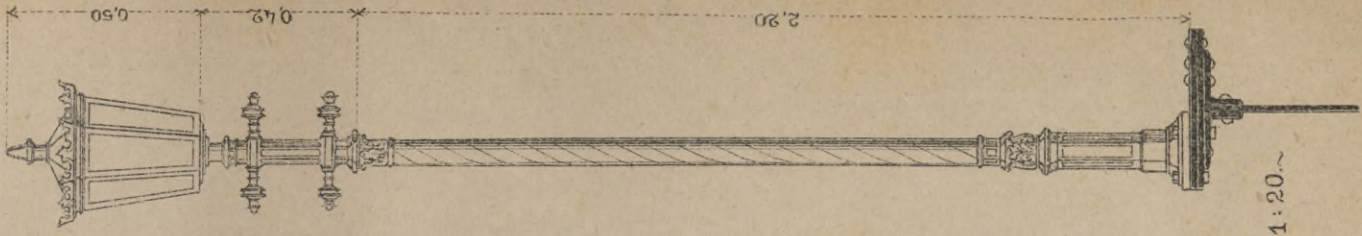


1:50 ~

Rys. 5.

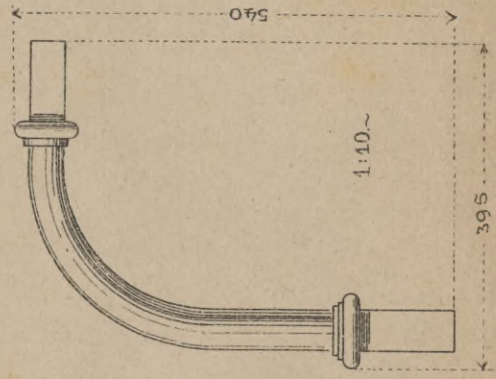


Rys. 5. Most na Renie w Konstancji.

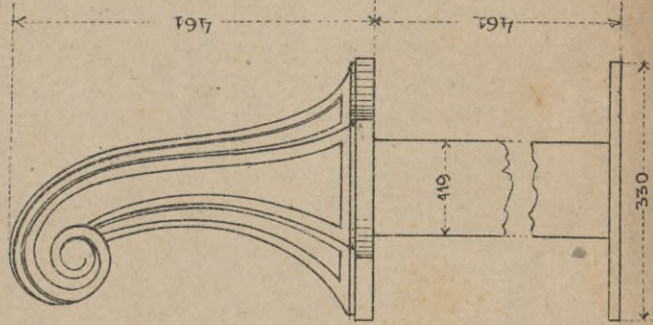


1:20 ~

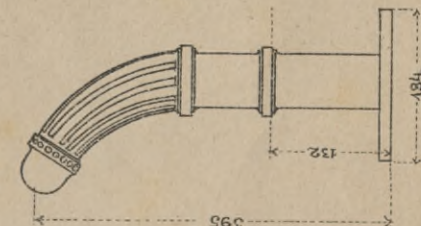
Rys. 9.



Rys. 8.



Rys. 7.



rys. J. Bogucki



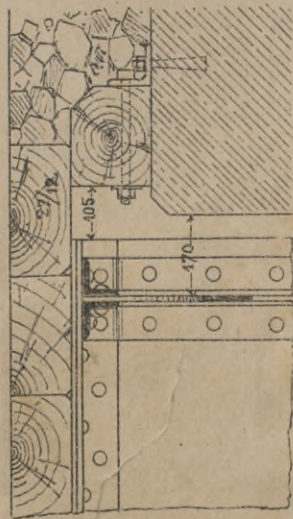




ZAKOŃCZENIE MOSTÓW DROGOWYCH.

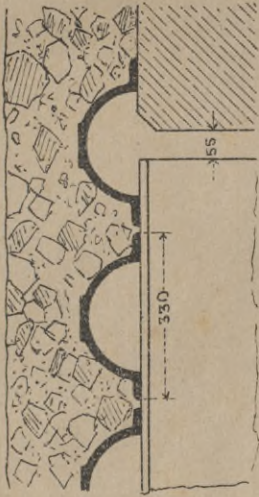
Tabl. 60.

Rys. 1.



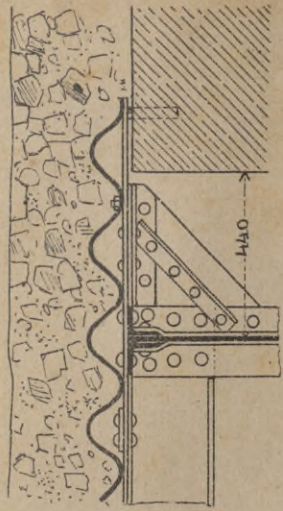
1:15.-

Rys. 2.



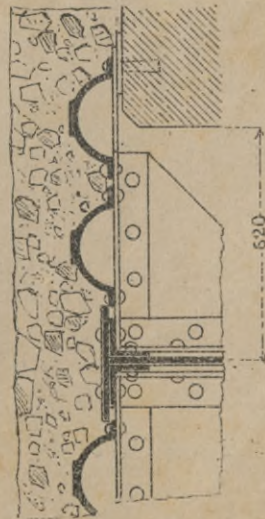
1:15.-

Rys. 3. Most na Jzarze pod Bogenhausen.



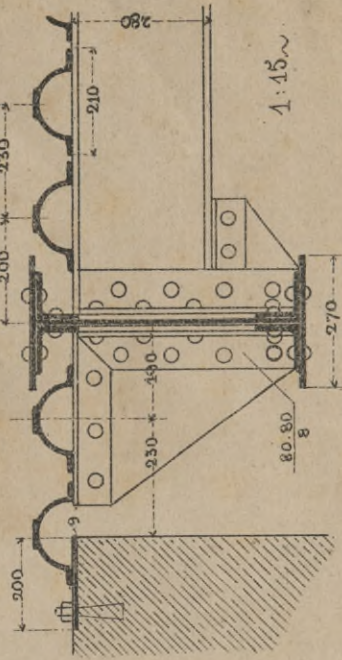
1:20.-

Rys. 4.



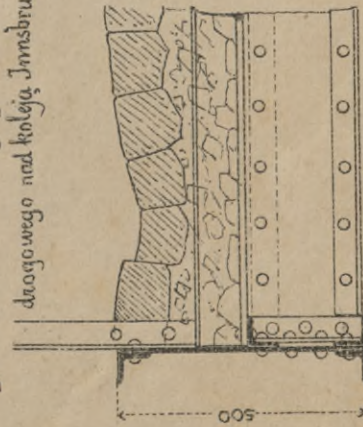
1:15.-

Rys. 5. Most drogowy we Iwowie.



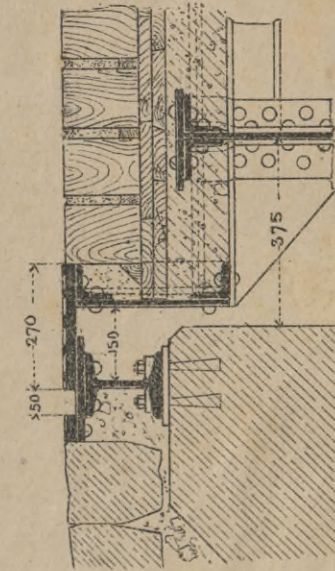
1:20.-

Rys. 6. Zakoniec poprzeczne mostu drogowego nad koleją Jmsbruck-Sandeck.



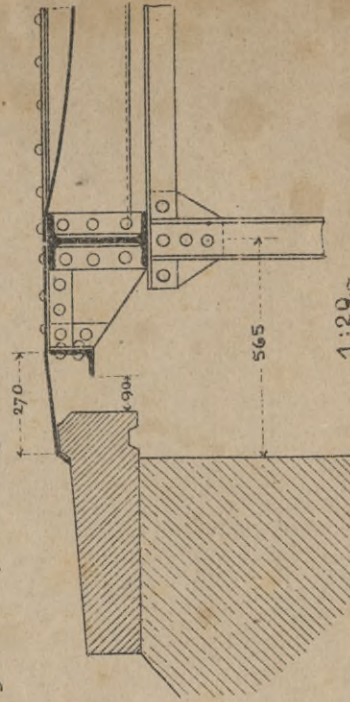
1:15.-

Rys. 7.



1:15.-

Rys. 8. Przejazd ulicy „Maestricht” pod koleją w Kolonii.



1:20.-

rys. J. Bogucki



BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA  
KRAKÓW

S. 61















Biblioteka Politechniki Krakowskiej



IV-300799

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000278498