BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA TOM XIV.

MOSTY BLASZANE

NAPISAŁ

Dr. MAKSYMILIAN THULLIE,

DYPLOMOWANY INŻYNIER, PROFESOR SZKOŁY POLITECHNICZNEJ WE LWOWIE.

A. Tekst.

Cena za tekst i atlas 16 koron.

INŻ. I. STELLA-SAWICKI

WE LWOWIE.

SKŁAD GŁOWNY W KSIĘGARNI SEYFARTHA I CZAJKOWSKIEGO.

I. Związkowa drukarnia we Lwowie, ulica Lindego l. 4.

1905.

S. 69
S. 70
S. 73
S. 91
S. 05

624.4

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
BIBLIOTEKA GŁÓWNA
w Gliwicach

10926/1

195/58

PRZEDMOWA.

W szeregu podręczników wydanych dla moich słuchaczów przyszła kolej na mosty blaszane.

Wydawnictwo zwłaszcza ze względu na wykonanie atlasu wymagało dłuższego czasu. Dopiero podczas druku przedostatniego arkusza wyszło nowe rozporządzenie ministeryalne austryackie, dotyczące budowy mostów, którego zatem uwzględnić już nie mogłem.

Za skuteczną pomoc przy wykończeniu atlasu, jakoteż obliczenie mostu kolejowego i drogowego jako przykładów, dziękuję moim asystentom pp. Marcelemu Marcichowskiemu i Izydorowi Stelli Sawickiemu.

Oddając niniejsze dzieło do użytku polskim inżynierom, proszę o takie przychylne przyjęcie go, jakiem cieszyły się inne me podręczniki.

Dr. Maksymilian Thullie.

We Lwowie w grudniu 1904.

§. 1. Wstęp.

Mosty żelazne dzielimy według ustroju belek głównych na dwa rodzaje, mosty z belkami o ściance pełnej (n. *Brücken mit vollwandigen Trägern*, cz. *nosník plnostěnný*) i mosty kratowe (n. *Gitterbrücken*, fr. *pont en treillis*, *nosník příhradový*), używane dla większych rozpiętości. Tu będziemy mówić tylko o pierwszym rodzaju mostów i to tylko o mostach z belkami prostemi.

Belki o ściance pełnej, używane do mostów, są trojakie: 1. belki szynowe (n. *Schienenträger*, fr. *doubles rails superposés*), 2. kształtówki przekroju *I* lub *U* (n. *Walzträger*, *Formeisen*). Oba te rodzaje belek nazywamy jeszcze litemi (n. *Massivträger*, cz. *plnostěnný*). Nakoniec 3. belki blaszane (n. *Blechträger*, fr. *poutres en tôle*, a. *plate girder*, cz. *nosník plechový*).

I. Mosty o belkach litych.

§. 2. Belki szynowe.

Do rozpiętości w świetle 0·70 *m* niema potrzeby belek mostowych, gdyż dostatecznem podparciem belki jest szyna. Są to tak zwane przepusty otwarte (n. *offene Durchlässe*). Dla nieco większych rozpiętości używano dawniej podwójnych belek szynowych (tabl. I. rys. 1). Dwie szyny kolejowe stykają się stopami i są połączone nitami. Górna szyna jest dłuższa, dolna spoczywa na łożyskach, odpowiednio ukształtowanych (rys. 1 i 4). Belki te szynowe wyszły już z używania z powodu wielu wad. Najprzód szyna górna prędko się zużywa, a wymiana jej jest trudna, bo trzeba wymienić całą belkę podwójną. Dalej materyał jest w przekroju źle rozłożony, gdyż za wiele go się znajduje w osi obojętnej, a wreszcie ciężary działają wprost na belkę bez pośrednictwa części sprężystej, zmniejszającej szko-

dliwość wstrząśnień. Dobrą stroną jest jedynie mała wysokość ustroju (n. *Constructionshöhe*, cz. *výška konstruktivní*) t. j. wysokość między dolną krawędzią belki a stopą szyny. Obecnie używa się dla rozpiętości do 2 *m* belek drewnianych jako podkładów podłużnych pod szynami. Czasem kładziono dwie szyny, jedna obok drugiej, a na nich podkład poprzeczny (rys. 2), dla większych rozpiętości używano potrójnych belek szynowych (rys. 3) albo belek wzmocnionych (rys. 4). Wszystkie te ustroje wyszły już z używania.

§. 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 powierzchni stopy kształtówki połączenie jej z nakładką nie jest jednak dobre, w takim razie też lepiej używać belek blaszanych. Dla wysokich kształtówek *I* ($h > 280\,mm$) cena jednostkowa jest wyższa.

Przy mostach drogowych używając kilku kształtówek *I* jako belek głównych, dajemy często jako belki skrajne, mniej obciążone, kształtówki *U*, które lepiej most ograniczają i do których łatwiej przytwierdzać można poręcze.

§. 4. Układ belek.

Dla mostów kolejowych używamy zwykle dwóch belek głównych (tabl. 2. rys. 4), na których kładziemy podkłady poprzeczne i szyny. Odstęp belek *a* wynosi wtedy 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. *poutre jumelle*, *poutre à caisson*, a. *coupled girder*) (tabl. 1. rys. 7). Każdą szynę podpierają wtedy dwie belki połączone poprzecznicą, na której spoczywa szyna. Nareszcie możliwe jest jeszcze bezpośrednie podparcie szyn belkami głównemi (tabl. 2. rys. 2), które jednakże wyszło z używania z powodu trudnego połączenia i wielkich wstrząśnień, 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 (tabl. 68. rys. 1). Wysokość najkorzystniejsza belki blaszanej dla mostu kolejowego jednotorowego jest wedle Haeselera

dla $l=$	5	6	7	8	9	10	12	15 m
$h=$	0·141	0·135	0·130	0·123	0·116	0·112	0·109	0·100 l.

Od tej wysokości najkorzystniejszej możemy jednak znacznie odstąpić bez wielkiego powiększenia ciężaru. W wykonanych mostach znajdujemy $h=0{\cdot}08\,l$ do $0{\cdot}125\,l$, zwykle jednak $h=0{\cdot}10\,l$ do $0{\cdot}11\,l$. Lepiej przyjmować wysokość nieco większą wedle powyższej tabliczki. Wysokość h_1 jest ograniczona szerokością blachy służącej za ściankę belki. Największa szerokość blachy wynosić może około 1·5 m, wyjątkowo do 2 m, dlatego też belki blaszane są używane zwykle tylko dla rozpiętości do 15 m, wyjątkowo dla większych, jak w Wiedniu dla $l=27$ m (t. 7. r. 2 i 3). Grubość ścianki (n. *Blechwand*, fr. *âme de la poutre*, cz. *stojina*) możemy obliczyć, uwzględniając także natężenia ukośne wedle prawideł znanych ze statyki budowli*). Otrzymamy wtedy dla belek w dwu punktach podpartych

$$g=2{\cdot}0\,\frac{\text{najw}\,Q}{h\,\tau}\quad\ldots\ldots\ldots\quad 1)$$

a dla belek ciągłych

$$g=2{\cdot}2\,\frac{\text{najw}\,Q}{h\,\tau}\quad\ldots\ldots\ldots\quad 2)$$

jeżeli τ oznacza natężenie dopuszczalne na ciągnienie, Q siłę poprzeczną, a h wysokość belki. Zwykle jednak przyjmujemy $g=10\,mm$, a najmniej 8 mm, bo cienkie blachy łatwo uszkadza rdza. Winkler podaje wzór doświadczalny

$$g=0{\cdot}8+0{\cdot}015\,l\ cm\quad\ldots\ldots\ldots\quad 3)$$

jeśli l oznacza rozpiętość w metrach. W Ameryce przyjmują zwykle dla mostów drogowych $g=6{\cdot}4\,mm$, dla kolejowych $g=9{\cdot}5\,mm$.

Szerokość kątówek b_1 i nakładek b możemy przyjąć dowolnie. Im większe przyjmiemy kątówki, tem mniejsza wypa-

*) p. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 178.

dnie nakładka. Szerokość nakładki b musi być w stosunku do jej grubości ani za mała, ani za wielka. Jeśli jest za mała, to ma za małą tęgość w kierunku pionowym i musiałaby być chyba kątówkami pionowymi stężona.

Możemy mniej więcej przyjąć

$$\left.\begin{aligned} b_1 &= 6 + 0{\cdot}4\,1 \ldots cm \\ b &= 18 + 0{\cdot}8\,1 \ldots cm \end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 4)$$

Wzorów tych jednakże nie potrzebujemy się trzymać ściśle.

Obliczenie przekroju belki blaszanej jest znane *), a mianowicie grubość nakładki

$$d = \frac{M}{b' h_1 \tau} - \frac{2 I_1}{b' h_1 (h_1 + 2d)}, \quad \ldots\ldots \quad 5)$$

przyczem M oznacza moment sił zewnętrznych, b' szerokość nakładki po odciągnięciu dziur na nity, h_1 wysokość ścianki, τ natężenie dopuszczalne na zginanie, I_1 moment bezwładności ścianki i kątówek po odciągnięciu dziur na nity pionowe. Osłabienia ścianki przy kryciu zetknięć możemy nie uwzględnić, jeżeli zetknięcia nie urządzamy w miejscu największego momentu.

Jeżeli belka niema wcale nakładek, to uwzględnić należy dziury na nity poziome przy obliczeniu momentu bezwładności.

Moment bezwładności I_1 wyznaczamy przez rozkładanie przekroju na prostokąty **), albo też oznaczywszy h_2 odstęp środków ciężkości kątówek dolnych i górnych, możemy napisać, gdy I_3 i A_3 oznaczają moment bezwładności i powierzchni jednej kątówki

$$I_1 = \frac{1}{12} g h_1^3 + 4\left(I_3 + A_3 \frac{h^2}{4}\right) - i \quad \ldots\ldots \quad 6)$$

jeżeli i oznacza moment bezwładności dziur pionowych na nity.

Istnieją także tablice ***), w których zestawione są wartości $\frac{1}{12} g h_1^3$, $4\left(I_3 + A_3 \frac{h_2^2}{4}\right) i$ dla rozmaitych kątówek i rozmaitych wysokości h_1. Podajemy tu niektóre wartości według Steinera i Lebera (tabl. 1, 2 i 3).

---

*) p. Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 174.

**) p. Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 109

***) p. Leber: „*Die neue Brückenverordnung*“. Wiedeń 1888. — Stöckl u. Hauser: „*Hilfstabellen für die Berechnung eiserner Träger*“. II. wyd. Wiedeń 1898.

Tablica I.

Momenty bezwładności ścianki i 4 kątówek w cm^4.

		Wysokość h_1 w cm													
$\frac{1}{2} g h_1^3$ dla $g=10$ mm		40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140
		5333	10417	13865	18000	22885	28583	35156	42667	60750	83333	110917	144000	183083	228667
4 kątówki	mm														
	7	10636	17199	21074	25341	30010	35071	40528	46381	59272	73745	89800	107437	126656	147457
60	8	12000	19421	23804	28637	33913	39640	45815	52438	67027	83408	101582	121547	143305	166854
	9	13326	21586	26466	31844	37723	44101	50978	58355	74608	92858	113106	135353	159597	185839
	8	13813	22453	27566	33206	39374	46071	53295	61047	78136	97336	118649	142074	167610	195259
70	9	15358	24988	30688	36977	43855	51323	59380	68027	87089	108509	132288	158424	186918	217770
	10	16865	27465	33740	40665	48240	56465	67193	74865	95865	119465	145665	174465	205865	239865
	8	15542	25370	31196	37630	44672	52321	60580	69446	89002	110989	135409	162261	191545	223261
	9	17297	28261	34762	41943	49803	58343	67562	77461	99297	123851	151123	181113	213821	249247
80	10	19012	31092	38257	46172	54837	64252	74417	85332	109412	136492	166572	199652	235732	274812
	11	20687	33863	41681	50317	59774	70049	81145	93059	119347	148913	181757	217879	257279	299957
	12	22323	36576	45034	54380	64614	75736	87746	100644	129104	161116	196681	235797	278465	324685
	9	19150	31412	38697	46759	55576	65169	75532	86665	111239	138891	169620	203428	240313	280278
	10	21063	34583	42618	51503	61238	71823	83258	95543	122663	153183	187103	224423	265143	309263
90	11	22935	37692	46466	56168	66800	78362	90853	104274	133904	167251	204317	245101	289603	337823
	12	24766	40742	50241	60749	72264	84788	98320	112859	144963	181098	221265	265465	313696	365959
	13	26557	43730	53945	65245	77680	91101	105658	121300	155841	194724	237948	285515	337424	393675
	10	23025	37945	46830	56665	67450	79185	91870	105505	135625	169545	207265	258785	294105	343225
	11	25085	41381	51088	61834	73620	86446	100311	115215	148143	185229	226472	271874	321434	375151
100	12	27102	44753	55270	66916	79689	93590	108620	124777	160475	200686	245408	294643	348890	406648
	13	29079	48064	59379	71910	85657	100619	116797	134190	172623	215918	264075	317094	374975	437718
	14	31014	51312	63415	76819	91526	107534	124845	143457	184588	230927	282474	339229	401192	469362

$\frac{1}{2} g h_1^3$ dla $g=10$ mm		Wysokość h_1 w cm													
		40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140
		5833	10417	13865	18000	22885	28583	35156	42667	60750	83333	110917	144000	183083	228667
4 kątówki mm															
	11	29131	48370	59879	72647	86675	101962	118509	136315	175707	220136	269603	324108	383652	448233
	12	31498	52354	64835	78683	93900	110484	128437	147757	190502	238719	292408	351569	416202	486307
120	13	33820	56273	69713	84629	101019	118886	138228	159045	205106	257070	314935	378703	448372	523943
	14	36098	60127	74514	90483	108035	127168	147883	170180	219521	275189	337186	405510	480163	561143
	15	38333	63916	79238	96248	114946	135330	157403	181163	233746	293078	359161	431993	511576	597908
	8	18001	29244	35897	43288	51267	59984	69389	79482	101733	126735	154489	184995	218253	254264
80·100	9	20050	32601	40031	48231	57200	66938	77446	88724	113587	141529	172549	206646	243822	274075
	10	22055	35895	44090	53135	63030	73775	85370	97815	125255	156095	190335	227975	269015	313455
	10	25097	40697	49922	60097	71223	83297	96322	110297	141097	175697	214097	256297	302297	352097
80·120	11	27347	44386	54465	65583	77741	90939	105176	120452	154123	191952	233940	280085	330388	384849
	12	29552	48009	58929	70978	84154	98459	113891	130452	166957	207974	253503	303544	358097	417162
	11	29549	48215	59250	71434	84768	99251	114884	131666	168680	210291	256500	307307	362712	422715
90·130	12	31994	52174	64136	77347	91805	107511	124465	142667	182815	227955	278087	333212	393328	458436
	13	34348	56066	68943	83165	98733	115647	133906	153510	196756	245383	299393	358784	423558	493713
	12	36138	59045	72640	87663	104114	121994	141301	162036	207791	259257	316436	379327	447929	522244
100·150	13	38817	63483	78127	94311	112036	131301	152107	174452	223767	279243	340881	408681	482643	562767
	14	41448	67851	83530	100862	119845	140481	162758	186708	239542	298985	365036	437695	516962	602837

Tablica II.

Moment bezwładności obu nakładek o szerokości 1 *cm* w cm^4.

Grubość nakładek w *mm*	Wysokość belki h_1 w *cm*													
	40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140
8	666	1032	1246	1479	1732	2005	2298	2612	3298	4064	4911	5837	6844	7930
9	753	1166	1406	1669	1954	2262	2592	2945	3718	4581	5535	6578	7711	8934
10	841	1301	1568	1861	2178	1521	2888	3281	4141	5101	6161	7321	8581	9941
11	929	1436	1731	2053	2403	2781	3185	3618	4565	5622	6789	8066	9453	10950
12	1019	1573	1895	2248	2630	3042	3576	3956	4991	6145	7420	8814	10328	11963
13	1109	1711	2061	2443	2858	3305	3784	4297	5419	6670	8052	9564	11206	12978
14	1200	1850	2227	2639	3087	3569	4086	4639	5848	7108	8687	10317	12087	13996
15	1292	1990	2395	2837	3317	3835	4390	4982	6280	7727	9325	11072	12970	15017
16	1385	2131	2564	3036	3549	4102	4695	5328	6713	8259	9964	11830	13856	16041
17	1479	2273	2733	3237	3782	4371	5001	5674	7148	8792	10606	12590	14744	17068
18	1573	2416	2905	3438	4017	4641	5309	6023	7585	9328	11250	13353	15635	18097
19	1669	2560	3077	3641	4253	4912	5619	6373	8024	9866	11897	14118	16529	19130
20	1765	2705	3250	3845	4490	5185	5930	6725	8465	10405	12545	14885	17425	20165
21	1863	2852	3425	4051	4729	5460	6243	7079	8908	10947	13196	15655	18324	21204
22	1961	2999	3601	4258	4969	5736	6558	7434	9353	11491	13850	16428	19226	22245
23	2060	3148	3778	4466	5211	6013	6874	7791	9799	12037	14505	17203	20131	23289
24	2160	3297	3956	4675	5454	6292	7191	8150	10248	12585	15163	17980	21038	24336
25	2260	3448	4135	4885	5698	6573	7510	8510	10698	13135	15823	18760	21948	25385
26	2362	3580	4316	5097	5944	6855	7831	8873	11150	13688	16485	19543	22861	26438
27	2465	3753	4498	5311	6191	7138	8153	9236	11604	14242	17150	20328	23776	27494
28	2568	3906	4681	5525	6439	7423	8478	9602	12060	14799	17817	21115	24693	28552
29	2673	4062	4865	5741	6689	7710	8803	9969	12518	15357	18486	21905	25615	29614
30	2778	4218	5050	5958	6940	7998	9130	10338	12978	15918	19158	42698	26538	30678
31	2884	4375	5237	6176	7193	8288	9459	10709	13440	16481	19832	23493	27464	31745
32	2991	4534	5425	6396	7447	8579	9790	11081	13903	17046	20508	24291	28393	32815
33	3100	4693	5614	6617	7703	8871	10122	11455	14369	17613	21187	25091	29325	33889
34	3209	4854	5805	6840	7960	9165	10456	11831	14837	18182	21868	25893	30259	34965
35	3319	5016	5996	7064	8219	9461	10791	12209	15306	18754	22551	26699	31196	36044
36	3430	5179	6189	7289	8479	9758	11128	12588	15778	19327	23237	27506	32136	37126
37	3541	5343	6383	7515	8740	10057	11467	12969	16251	19903	23925	28317	33078	38210
38	3654	5509	6578	7743	9003	10357	11807	13352	16726	20481	24615	29129	34024	39298
39	3768	5675	6775	7972	9267	10659	12149	13736	17203	21061	25308	29945	34972	40389
40	3883	5843	6973	8203	9533	10963	12493	14123	17683	21643	26003	30763	35923	41483

Tablica III.

Moment bezwładności jednej dziury na nit 1 *cm* szerokiej w cm^4.

Grubość nakładek w *mm*	Wysokość h_1 belki w *cm*													
	40	50	55	60	65	70	75	80	90	100	110	120	130	140
7	270	425	516	615	724	840	966	1101	1396	1726	2091	2491	2926	3396
8	307	484	588	701	824	958	1101	1255	1591	1968	2385	2841	3339	3875
9	344	542	659	786	925	1074	1236	1408	1786	2210	2618	3192	3783	4354
10	380	600	729	870	1024	1190	1369	1560	1980	2450	2970	3540	4194	4830
11	416	691	799	954	1123	1306	1502	1712	2173	2690	3261	3888	4569	5306
12	452	715	868	1037	1216	1420	1634	1863	2366	2929	3548	4234	4977	5780
13	487	771	937	1120	1319	1534	1766	2013	2557	3166	3840	4579	5383	6252
14	522	827	1006	1202	1416	1647	1896	2163	2748	3403	4128	4923	5788	6724
15	556	882	1079	1284	1512	1760	2026	2311	2937	3639	4415	5266	6192	7194
16	590	937	1141	1365	1608	1872	2156	2459	3126	3878	4701	5608	6595	7662
17	624	992	1208	1442	1703	1983	2284	2606	3314	4107	4952	5948	6996	8129

Przykład. Obliczyć mamy moment bezwładności I_1 przekroju ścianki i kątówek belki blaszanej, dla której $h_1 = 80$ *cm*, kątówki $\frac{100.100}{10}$, dziury na nity $d = 20$ *mm*, grubość ścianki 10. A zatem

moment bezwładności ścianki . .	42667
„ „ kątówek . .	105505
razem . .	148172
od tego dziury na nity 4.2.1560. .	12480
	$I_1 = 135692\ cm^4$.

Tablica II. 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 $\tau I = Mc$, czyli

$$I = \frac{M}{\tau} e \quad \ldots \ldots \ldots \quad 7)$$

M i τ znamy, $e = \frac{h}{2}$ przyjmujemy w przybliżeniu i obliczamy I.

I_1 wyznaczyliśmy już pierwej, więc moment bezwładności nakładek $I_2 = I - I_1$. Podzieliwszy I_2 przez b', otrzymamy potrzebny moment bezwładności na szerokość 1 *cm*, a na podstawie tego wyznaczymy z tablicy grubość nakładki d.

Przykład. Niech będzie $M = 40\ tm = 4000000\ kgcm$, $\tau = 750\ kg/cm^2$, więc $\frac{M}{\tau} = 5330$. Jeżeli $h_1 = 80\ cm$, to przyjmiemy tymczasowo $e = 41$, więc $I = 5330 . 41 = 218530\ cm^4$, a że $I_1 = 135692$, więc $I_2 = 82838\ cm^4$. Jeżeli $b' = 26 - 2.2 = 22\ cm$, to $\frac{I_2}{b_1} = 3765{\cdot}4$, z tabl. II. otrzymujemy dla $h_1 = 80$ a $d = 123956$, więc $d = 12\ mm$, a stąd $e = 41{\cdot}2\ cm$. Na podstawie poprawionego e mamy $I = 5330 . 41{\cdot}2 = 219596\ cm$, więc $I_2 = 85904$, $\frac{I_2}{b_1} = 3905$, a stąd znowu $d = 12\ mm$, jak pierwej.

Istnieją wreście tablice, w których znaleść można odrazu moment oporu $W_1 = \frac{2 J_1}{h}$ z uwzględnieniem poziomych dziur na

Tablica IV.

Moment oporu W_1 w cm^3 i ciężar jednostkowy g w kg/m ścianki i 4 kątówek po odciągnięciu poziomych dziur na nity.

Kątówki . .	60.60		60.60		65.65		65.65		70.70		70.70		70.70		80.80	
gr. ścianki	6		8		7		9		7		9		11		8	
nity d . . .	7		8		8		9		8		9		10		9	
	16		16		16		18		16		18		20		18	
Wysok. belki	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_2	g
150	134	29·5	167	37·3	163	36·2	192	44·5								
200	207	32·3	259	40·4	252	39·3	300	48·0	267	41·5	318	50·8	363	59·9	325	52·0
256	289	35·0	362	43·6	352	42·5	419	51·5	372	44·6	445	54·3	510	63·8	455	55·5
300	378	37·7	472	46·7	460	45·6	549	55·0	486	47·8	583	57·8	669	67·7	596	59·0
350	473	40·5	590	49·8	576	48·7	687	58·5	609	50·9	729	61·4	838	71·6	747	62·5
400	574	43·2	715	52·9	699	51·8	834	62·1	738	54·0	884	64·9	1017	75·5	906	66·0
450	681	45·9	847	56·0	829	54·9	988	65·6	875	57·1	1047	68·4	1205	79·4	1074	69·5
500	795	48·6	986	59·2	966	58·1	1151	69·1	1019	60 2	1218	71·9	1402	83·3	1250	73·0
550	914	51·4	1132	62·3	1110	61 2	1321	72·6	1170	63·4	1397	75·4	1607	87·2	1434	76·5
600	1040	54·1	1285	65·4	1261	64·3	1499	76·1	1327	66·5	1584	78·9	1821	91·1	1626	80·1
650			1444	68·5	1418	67·4	1685	79·6	1492	69·6	1778	82·4	2044	95·0	1826	83·6
700			1611	71·6	1583	70 5	1878	83·1	1663	72·7	1980	85·9	2275	98·9	2033	87·1
750							2079	86·6			2190	89·4	2515	102·8	2248	90·6
800							2287	90·1			2407	92 6	2763	106·7	2470	94·1
850													3020	110·6	2700	97·6
900													3285	114·5	2938	101·1

nity; z korzyścią dadzą się więc użyć wtedy, gdy mamy belkę blaszaną bez nakładek.

Kątówki . .	80.80		80.80		90.90		90.90		90.90		100.100		100.100		100.100	
	10		12		9		11		13		10		12		14	
gr. ścianki.	10		11		9		10		11		10		11		12	
nity d . . .	20		22		22		22		24		20		22		24	
Wysok. belki	W_1	g	W_1	g	W_1	h	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g
200	380	62·4	427	72·6	532	65·6	615	77·5	689	89·2	624	78·8	722	91·8	802	104·6
250	533	66·3	603	76·9	698	60·1	808	81·4	909	93·5	820	82·7	950	96·1	1058	109·3
300	700	70·2	794	81·2	874	72·6	1014	85·3	1142	97·8	1030	86·6	1193	100·4	1332	114·0
350	878	74·1	997	85·4	1060	76·1	1230	89·2	1387	102·1	1251	90·5	1450	104·7	1620	118·7
400	1065	78·0	1211	89·7	1255	79·6	1457	93·1	1644	106·3	1482	94·4	1718	109·0	1922	123·4
450	1262	81·9	1435	94·0	1458	83·1	1693	97·0	1911	110·6	1723	98·3	1997	113·3	2235	128·0
500	1468	85·8	1670	98·3	1699	86·6	1938	100·9	2189	114·9	1974	102·2	2287	117·6	2560	132·7
550	1688	89·7	1914	102·6	1889	90·1	2192	104·8	2476	119·2	2234	106·1	2586	121·9	2896	137·4
600	1907	93·6	2168	106·9	2116	93·6	2455	108·7	2774	123·5	2502	110·0	2896	126·2	3243	142·1
650	2139	97·5	2432	111·2	2351	97·2	2727	112·6	3080	127·8	2780	113·9	3215	130·4	3601	146·8
700	2380	101·4	2705	115·5	2594	100·7	3003	116·5	3397	132·1	3066	117·8	3544	134·7	3969	151·4
750	2630	105·3	2986	119·8	2845	104·2	3297	120·4	3723	136·4	3361	121·7	3883	139·0	4347	156·1
800	2888	109·2	3280	124·1	3103	107·7	3594	124·3	4058	140·7	3665	125·6	4231	143·3	4736	160·8
850	3154	113·1	3581	128·3	3369	111·2	3901	128·2	4403	145·0	3977	129·5	4588	147·6	5136	165·5
900	3429	117·0	3891	132·6	3643	114·7	4215	132·1	4757	149·2	4297	133·4	4955	151·9	5545	170·2
950			4211	136·9	3924	118·2	4588	136·0	5120	153·5	4626	137·3	5332	156·2	5965	174·8
1000			4540	141·2					5492	157·8	4964	141·2	5717	160·5	6395	179·5
1050									5874	162·1	5310	145·1	6112	164·8	6835	184·2
1100															7286	188·9
1150																

Kątówki . .	120.120		120.120		120.120		140.140		140.140	
	11		13		15		13		15	
gr. ścianki .	11		12		13		12		13	
nity d . . .	22		24		26		24		26	
Wysok. belki	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g	W_1	g
300	1025	104·3	1160	120·2	1284	135·7	1306	136·4	1400	154·2
350	1288	108·6	1460	124·8	1619	140·8	1641	141·0	1826	159·3
400	1567	112·9	1777	129·5	1974	145·9	1998	145·7	2226	164·4
450	1858	117·2	2109	134·2	2345	150·9	2372	150·4	2646	169·4
500	2162	121·5	2455	138·9	2731	156·0	2762	155·1	3083	174·5
550	2476	125·8	2813	143·6	3131	161·1	3165	159·8	3535	179·6
600	2802	130·1	3188	148·2	3543	166·1	3582	164·4	4001	184·6
650	3137	134·4	3564	152·9	3968	171·2	4011	169·1	4481	189·7
700	3483	138·7	3956	157·6	4405	176·3	4451	173·8	4974	194·8
750	3839	142·9	4359	162·3	4854	181·4	4902	178·5	5479	199·9
800	4205	147·2	4773	167·0	5315	186·4	5365	183·2	5996	204·9
850	4580	151·5	5197	171·6	5787	191·5	5839	187·8	6525	210·0
900	4965	155·8	5632	176·3	6270	196·6	6324	192·5	7066	215·1
950	5359	160·1	6078	181·0	6765	201·6	6819	197·2	7618	220·1
1000	5763	164·4	6533	185·7	7271	206·7	7325	201·9	8182	225·2
1050	6176	168·7	7000	190·4	7789	211·8	7841	206·6	8757	230·3
1100	6608	173·0	7476	195·0	8317	216·8	8368	211·2	9344	235·3
1150					8857	221·9	8905	215·9	9942	240·4
1200					9407	227·0	9453	220·6	10551	245·5

Przykład. Niech będzie $M = 40\ tm = 4000000\ kgcm$, $\tau = 750\ kg/cm^2$, więc $\frac{M}{\tau} = 5330\ cm^3$. Dla $h = 80\ cm$ musielibyśmy przyjąć kątówki $\frac{140.140}{13}$, ściankę $12\ cm$, $d = 24\ m$, dla tego przekroju otrzymujemy bowiem $W_1 = 5365\ cm^3$, więc $g = 183{\cdot}2\ kg/cm$. Dla większej wysokości $90\ cm$ moglibyśmy użyć kątówek $\frac{120.120}{13}$, a belka ważyłaby $176{\cdot}3\ kg/m$.

§. 6. Ścianka.

Kształt belki jest zwykle prostokątny o pasach równoległych. Wyjątkowo używamy dla poprzecznic większych mostów belek blaszanych dolno parabolicznych, o czem będziemy mówić przy mostach kratowych. Belki główne zaś mają prawie zawsze pasy równoległe, bo oszczędność, którąbyśmy 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 łukowej ze względów estetycznych, które w tym wypadku sprzeciwiają się względom statycznym. Przy moście na młynówce w Berlinie (t. 7. r. 1.) użyto belek wspornikowych, tam też na podporach

średnich, gdzie moment jest największy, przyjęto większą wysokość belki.

Dla małych rozpiętości aż do 8 *m* robi się ściankę z jednej blachy, dla większych składać ją musimy z kilku blach, na których zetknięciach dajemy z obu stron przykładki. Przy wysokościach ścianki $h_1 < 80\,cm$ używa się żelaza płaskiego o długości normalnej 8 *m*, względnie największej 14 *m*. Dla $h \geqq 80\,cm$ używa się tablic blachy do 500 *kg*, a wyjątkowo i cięższych do 650 nawet 800 *kg*, w takim razie cena jednostkowa jest jednak większa. Jeżeli więc przyjmiemy, że ze względów fabrykacyi ciężar blachy nie powinien przewyższać 500 *kg*, to, gdy grubość ścianki jest *g* a długość blachy l_1, będzie $78\,l_1 h g \leqq 500$, jeżeli *g* w *cm*, a l_1 i *h* w *m*, a stąd

$$l_1 \leqq \frac{6{\cdot}41}{g \cdot h} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 8)$$

Ponieważ kątówki normalne wyrabiają do 8 *m* długie, zaś za zwiększoną cenę jednostkową do 14 *m*, więc zetknięcie kątówek zwykle nie jest potrzebnem. W danym wypadku kryjemy je kątówkami (tab. 6. rys. 3.). Można też kryć całkowicie kątówki dwiema wstęgami na obu ramionach kątówki. Zwykle stykamy wszystkie cztery kątówki w jednem miejscu.

Zetknięcia ścianki, które urządzamy, jeśli możliwe, w tych miejscach, gdzie cały przekrój nie jest wyzyskanym, kryjemy obustronnie przykładkami (n. *Lasche*, fr. *couvre joint* a. *cover plate*, *splue*) (t. 2. r. 3, t. 3. r. 3.), których grubość g' przy jednakowej wysokości teoretycznie mogłaby być $\frac{1}{2}g$. Gdy jednak zwykle przykładkę dajemy tylko między kątówkami, więc grubość jej musi być większą w praktyce, robimy $g' \geqq 8\,mm$, zwykle $g' = \frac{2}{3}g$, a nawet $g' = g$.

Przykładki przytwierdzamy zwykle czterema rzędami nitów, po dwa rzędy po obu stronach zetknięcia. 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 *)

$$a = 1{\cdot}41\,\frac{d^2 h\,\tau_1}{Q}$$

*) p. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 177.

Dla dwu rzędów nitów będzie zatem

$$a = 2{\cdot}83 \frac{d^2 h \tau_1}{Q} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 9)$$

W pobliżu środka belki jest jednak Q bardzo małe i otrzymalibyśmy a bardzo wielkie, tam więc liczymy inaczej odstęp a.

Właściwie na nity w przykładkach działa nietylko siła poprzeczna, ale i moment (t. 74. r. 5). Niechaj f oznacza odstęp skrajnych nitów, a S siłę działającą we wszystkich nitach, to moment M da się podzielić na M', działający na ściankę, i M'' na kątówki i nakładki. Jeżeli nazwiemy odnośne momenty bezwładności I' i I'', to $M' : M'' = I' : I''$ i $M + M'' = M$ a stąd

$$M' = \frac{MI'}{I' + I''} = \frac{MI'}{I} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 10)$$

M' przenieść się musi przez nity, więc

$$M' = \tfrac{1}{2} S . \tfrac{2}{3} f = \frac{Sf}{3},$$

więc

$$S = \frac{3M'}{f}$$

Jeżeli siła, działająca w nicie odległym o a od osi obojętnej jest P, to w drugim rzędzie będzie siła $2P$, w n-tym rzędzie nP (t. 74. r. 6.), a więc gdy mamy dwa rzędy nitów po obu stronach zetknięcia, będzie $\frac{1}{2} S = 2(P + 2P + \ldots + nP) = P(1+n)n$,

zatem

$$P = \frac{S}{2n(1+n)} = \frac{3M'}{2fn(1+n)},$$

a więc siła w nicie najwyższego rzędu będzie

$$nP = \frac{3M'}{2f(1+n)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 11)$$

a że z rysunku mamy $f = 2na$, więc siła

$$nP = \frac{3M'}{2f\left(1 + \frac{f}{2a}\right)} = \frac{2d^2\pi}{4} \tau_1,$$

a stąd

$$a = \frac{d^2 \pi \tau_1 f^2}{3M' - d^2 \pi \tau_1 f} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 12)$$

Ze względu na ciśnienie na ściankę dziury

$$\frac{3M'}{2f\left(1 + \frac{f}{2a}\right)} = dg\tau_2,$$

a stąd

$$a = \frac{dg\tau_2 f^2}{3M' - 2dg\tau_2 f} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 13)$$

Z tych dwóch równań wyznaczone a bierzemy mniejsze.

Rów. 9. należy więc używać tam, gdzie $M=0$, równania 12) lub 13), gdzie $Q=0$. W miejscach pośrednich należałoby właściwie wyznaczyć siłę, działającą na nit pionowo z powodu Q, a poziomo z powodu M', i złożyć obie siły w wypadkową ukośną.

Jednak M' zwykle jest dość małe i tak w naszym przykładzie wynosi $I'=42667$, $I=219596$, więc wedle 10) $M'=\frac{42667}{219596}M=0{\cdot}194$, więc tylko około 20% momentu przenosi się na ściankę.

Jeżeliby odstęp a wypadł z wzor. 12) i 13) za wielki, to przyjmujemy $a=5$ do $6d$ . . . . . 14)

Jeżeli odstęp szwu nitów od zetknięcia i od końca przykładki przyjmiemy $1{\cdot}5\,d$ do $2\,d$, odstęp nitów $2{\cdot}5$ do $3\,d$, to najmniejsza szerokość przykładki będzie $11\,d$ do $14\,d$. Nity w obu rzędach urządzamy albo w tej samej wysokości, albo też co lepiej, przestawiamy je. Jeżeli nity są przestawione, to odstęp dwu rzędów może być $2\,d$.

Zwykle umieszczamy zetknięcia w tych miejscach, gdzie się znajdują poprzecznice lub tężniki pionowe, przez co oszczędzamy na ilości nitów i stężamy osłabione części belki (tabl. 2. rys. 3 a). Czasem jednak rozmieszczają zetknięcia niezależnie od poprzecznic i tężników (tabl. 3. rys. 1 i 3). Średnicę nitu przyjmujemy zwykle $d=18\,mm$ lub $20\,mm$

§. 7. Żebra.

Blacha w ściance nie może pracować a ciśnienie, trzeba więc ją stężyć żebrami (n. *Steife*, fr. *nervre de raidissement*, a. *stiffener*), aby przenieść ciśnienie i aby uchronić ściankę od wyboczenia.

Teoretycznie byłoby najkorzystniej urządzić żebra w kierunku największego ciśnienia, a więc pod kątem 45° nachylone do poziomu*). Ale ze względów praktycznych używamy zawsze żeber pionowych. Natężenia w ściance są proporcyonalne do siły poprzecznej Q, a zatem koło podpór, gdzie Q jest wielkie, należałoby urządzić więcej silniejszych żeber. Zwykle jednak dajemy tylko na podporach silniejsze żebra, a na całej długości

*) p. Teorya Mostów tom I. str. 95. i Podr. Stat. Budowli II. wyd. str. 152.

belki urządzamy żebra równe i w równych odstępach ze względów praktycznych. Zwłaszcza tam potrzebne są koniecznie żebra, gdzie działają na belkę siły skupione, a więc tam, gdzie są poprzecznice, i na podporach. Często więc kątówki, służące do przytwierdzenia poprzecznic, służą jako żebra, a pomiędzy poprzecznicami dajemy osobne żebra tylko wtedy, gdy odstęp poprzecznic jest większy, niż 2·5 *m*. Gdy pomost jest u góry, to dajemy żebra nawet co 1 *m*.

Żebra tworzymy zwykle z dwu kątówek (t. 14. r. 3), z dwu kątówek i wstęgi, silniejsze na podporach, zwane narożnikami (n. *Ständer*), czasem z czterech kątówek (t. 68. r. 2). Narożniki składają się często z dwu żeber (tabl. 3. rys. 4); wewnętrzne wtedy jest silniejsze, bo przy ugięciu belki punkt zaczepienia oddziaływania przesuwa się na wewnątrz. Dla mniejszych rozpiętości do 4 *m* wystarcza pojedynczy narożnik, a obecnie używają nawet i dla większych rozpiętości pojedynczych narożników (tabl. 4. rys. 1), gdyż przy podwójnych powstaje niepewność w rozkładzie sił.

Obliczenie dokładne żeber jest trudne; gdybyśmy uważali je jako słupy belki kratowej i obliczyli je bez względu na ściankę, to otrzymalibyśmy siły za wielkie, ale przekroje wyznaczone na podstawie tych sił byłyby przecież jeszcze za małe do wykonania. Dlatego nie obliczamy wcale żeber, lecz przyjmujemy pewne wymiary na podstawie doświadczenia. I tak w normaliach kolei austr. państwowych znajdujemy wszędzie kątówki $\frac{70.70}{8}$. Nity do przytwierdzania żeber możemy przyjąć o średnicy $2g$ a odstęp ich $a=6d$ do $8d$.

§. 8. Nity.

Obliczenie odstępu nitów poziomych i pionowych belki blaszanej znane nam jest z Podręcznika Statyki budowli*), tu podamy więc tylko wyniki. Otrzymaliśmy mianowicie odstęp nitów poziomych

$$a=\frac{\pi d^2}{2}\frac{I\tau_1}{QS}=1{\cdot}5708\frac{d^2 I\tau_1}{QS} \quad \ldots \quad 15)$$

jeżeli d oznacza średnicę nitu, I moment bezwładności całego przekroju, S moment statyczny powierzchni przekroju nad osią

*) II. wyd. str. 179.

nitu ze względu na oś obojętną, Q siłę poprzeczną, a τ_1 natężenie dopuszczalne na ścinanie, które wedle rozporządzenia min. austr. możemy przyjąć równe $600\,kg/cm^2$.

Ze względu na ciśnienie na ściankę dziury musi oprócz tego być

$$a=\frac{dg\tau_2 I}{QS} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 16)$$

jeżeli g oznacza grubość ścianki, τ_2 ciśnienie na ściankę dziury (wedle rozp. $\tau_2=1400\,kg/cm^2$).

Z wartości otrzymanych wedle wzoru 15) i 16) użyć należy mniejszą. Nity pionowe dajemy w tym samym odstępie, co poziome. Jeżeli odstęp rzędu nitów od krawędzi byłby większy, niż $3{\cdot}5\,d$, to dajemy dwa rzędy nitów, przyczem nity przestawiamy (t. 7. r. 3).

Według równań 15) i 16) zmienia się a proporcyonalnie do $\frac{I}{QS}$. Ponieważ z przybywaniem nakładek 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 nity żeber jako stałe, a odstęp między nimi dzielimy na taką ilość części, aby 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 mi się jednak, że używając niepotrzebnie więcej nitów, nie ułatwiamy, lecz utrudniamy wykonanie.

Jest jednak pewna granica, którą ze względów praktycznych nie przekraczamy, aby kątówka i ścianka stanowiły jedną całość, dlatego przyjmujemy:

$$\textbf{najw } a \leqq 6\,\textbf{d do } 7\,\textbf{d} \quad \ldots\ldots \quad 17)$$

Z drugiej strony ze względów praktycznych jest

$$najmn\ a \geqq 2{\cdot}5\,d \quad \ldots\ldots\ldots \quad 18)$$

Jeżeliby ze wzorów 15) i 16) wypadało a mniejsze, to należałoby zmienić przekrój, mianowicie powiększyć grubość ścianki, aby $a \geqq 2{\cdot}5\,d$.

Długość nakładek teoretyczna najlepiej da się wyznaczyć wykreślnie*) (t. 68. r. 3). Ponieważ jednak nakładkę możemy

*) p. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 176.

dopiero wtedy uważać jako należącą do przekroju, gdy ją przytwierdzimy tylu nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia sił wewnętrznych na nakładkę, dlatego przedłużamy każdą nakładkę o długość EE_1, na której się znajduje potrzebna ilość nitów. Jeżeli A oznacza przekrój nakładki użyteczny (po odciągnięciu dziur na nity) a A_1 przekrój nitów, to $A\tau = A_1\tau_1$, więc

$$A_1 = \frac{A\tau}{\tau} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 18)$$

przyczem $A_1 = n\frac{d^2\pi}{4}$, więc $n = \frac{4A\tau}{\pi d^2 \tau_1}$, . . . 19)

jeżeli n oznacza ilość nitów, d ich średnicę, τ natężenie dopuszczalne na złamanie, τ_1 na ścinanie. Natężenie dopuszczalne na ścinanie możemy przyjąć 600 kg/cm^2.

Obliczenie to ułatwia nam następna tabliczka, w której zestawione są wartości $A\tau = A_1\tau_1$ dla odpowiednich n i d.

Tabliczka V.

Wytrzymałość n nitów na ścinanie dla natężenia 600 kg/cm^2 i dla średnicy nitu (w mm).

d	16	18	20	22	24	26
n	kg	kg	kg	kg	kg	kg
1	1206	1526	1884	2280	2714	3186
2	2413	3054	3770	4562	5429	6371
3	3619	4580	5655	6842	8143	9557
4	4825	6107	7540	9123	10857	12742
5	6032	7634	9425	11404	13572	15928
6	7238	9161	11310	13685	16286	19113
7	8444	10688	13195	15966	19000	22299
8	9651	12215	15080	18246	21715	25485
9	10857	13741	16965	20527	24429	28670
10	12064	15268	18850	22808	27143	31856
11	13270	16795	20735	25089	29858	35041
12	14476	18322	22620	27369	32572	38227
13	15683	19849	24504	29650	35286	41412
14	16889	21375	26389	31931	38001	44598
15	18096	22902	28274	34212	40715	47784
16	19302	24429	30159	36493	43429	50969
17	20508	25956	32044	38773	46144	54155
18	21715	27483	33929	41054	48858	57340
19	22921	29010	35814	43335	51572	60526
20	24127	30537	37699	45616	54287	63712
Potrzebna grubość blachy w mm dla $\tau_2 = 1400$ kg/cm^2.						
nity raz cięte	5·4	6·1	6·7	7·4	8·1	8·8
dwucięte	10·8	12·1	13·5	14·8	16·2	17·5

TECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA

Przykład. Ilu nitów potrzeba do przytwierdzenia nakładki 25 *cm* szerokiej, 10 *mm* grubej, gdy średnica nitu wynosi 20 *mm*, $\tau = 720$ *kg/cm²*?

$A = (25 - 2.2).1 = 21$ *cm²*, więc $A\tau = 21.720 = 15120$ *kg*. Według tabliczki potrzeba dla $d = 20$ *mm* i dla $A\tau = 15080$ 8 nitów, a więc przedłużyć należy nakładkę o 8 nitów, czyli o 4 rzędy nitów po 2. — Nity są raz cięte, potrzebna grubość blachy 6·7 *mm*, my tu mamy 10 *mm*, więc obliczenie ze względu na τ_2 nie potrzebne.

Grubość nitów przyjmujemy przy grubości blach i kątówek 8 do 10 *mm*, $d = 20$ *mm*, przy 10 do 12 *mm* $d = 22$ *mm*, przy 12 do 13 *mm* $d = 24$ *mm*, a przy 13 do 16 *mm* $d = 26$ *mm*.

Czasem górną nakładkę daje się przez całą długość belki zwłaszcza, gdy pomost leży wprost na belkach, bo belki blaszane rdzewieją łatwiej pod podkładami i zresztą jest dążność do odłączania się kątówek wewnętrznych wskutek ugięcia podkładów.

Zetknięcia w nakładkach kryjemy jednostronną przykładką o tym samym przekroju. Po obu stronach zetknięcia przytwierdzamy przykładkę tylu nitami, ile ich potrzeba do przeniesienia siły, a więc według wzorów 18 i 19. Ciężar tysiąca główek nitów $G = 4{\cdot}4\,d^2$ *kg*, jeżeli d oznacza średnicę nitu w *cm*,

więc dla $d =$	16	18	20	22	24	26	28	*mm*
$G =$	18·0	25·7	35·2	46·9	60·8	77·3	96·6	*kg*

§. 9. Belki ciągłe.

Belek blaszanych używamy zwykle jako belek w dwu 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 stałymi, 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.

W nowszych czasach używa się zwykle w tych wypadkach belek ciągłych przegubowych (t. 7. r. 1.), których momenty nie są tak zależne od wysokości podpór.

Przy tak małych rozpiętościach mogą też powstać na przyczółkach oddziaływania ujemne, w takim razie trzeba końce belek zakotwić. Możnaby uniknąć oddziaływań ujemnych na przyczółkach, podwyższając je nieco.

§. 10. Pasy wzmocnione i skrzyniowe.

Dawniej używano belek blaszanych dla większych rozpiętości, bo nie znano jeszcze belek kratowych. Wtedy przekrój dziś używany nie wystarczał, dlatego wzmacniano pasy tych belek lub tworzono belki skrzyniowe (t. 5 r. 2) *(n. Kastenträger, fr. poutre en caisse, a. case-girder).*

Dla jeszcze większych rozpiętości zaczęto potem używać mostów tubowych *(n. Tunnel- odcr Röhrenbrücke, fr. pont tubulaire, a. tubular bridge),* których przekrój przedstawiał skrzynię. Wewnątrz niej 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 mostów tubowych się już nie buduje, 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) pomost górą *(n. Fahrbahn oben, a. deck-bridge* cz. *mostovka horna)* (tabl. 1. rys 5. i 6.), przyczem odstęp obu belek głównych wynosi 1·7 do 2 *m*. Ustrój taki jest najprostszy, wymaga mniej materyału, niż następne, umożliwia dobre stężenie poprzeczne belek i wymaga niższych przyczółków.

b) Jeżeli wysokość utroju rozporządzalna jest mniejsza, musimy urządzić pomost wgłębiony *(n. versenkte Fahrbahn* cz. *mostovka zapuštěna)* (tabl. 1. rys. 8.). Na belkach głównych kładziemy wtedy poprzecznice, a na nich podłużnice i podkłady poprzeczne lub wprost podkłady podłużne w ten sposób, że belki główne są w poziomie szyn lub nieco wyżej. Odstęp belek może wtedy wynosić około 2·5 *m*, a chodniki podpieramy wspornikami.

c) Jeżeli wysokość ustroju rozporządzalna jest jeszcze mniejsza, musimy urządzić pomost dołem *(n. Fahrbahn unten*

mostovka spodna) (tabl. 1. rys. 9.). Dawniej używano przytem najczęściej podkładów podłużnych, które kładzie się wprost na poprzecznice; teraz najczęściej używamy podłużnic, na które kładziemy podkłady poprzeczne. W ten sposób ustrój nawierzchni na szlaku i na moście jest podobny i szerokość toru lepiej się utrzymuje. Odstęp podłużnic wynosi zwykle 1·8 *m*, odstęp poprzecznic około 1·8 *m* do 2 *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. przekrój walca poziomego, który musimy zostawić niezabudowanym dla przejazdu pociągów. Tabl. 6. rys. 2*a* przedstawia według norm związku kolei niemieckich przekrój wolnego przejazdu dla kolei o normalnej szerokości toru, rys. 2*b* dla kolei o szerokości toru 1 *m*, rys. 2*c* o szerokości toru 0·75 *m*. — Ze względu na możliwą niedokładność w ułożeniu toru zwykle powiększamy odstęp środka toru od belki głównej lub poręczy o 10 do 20 *cm*, więc odstęp belek głównych wynosić powinien

przy zwykłej szerokości toru **b = 4·30 *m***
przy szerokości toru 1 *m* **b = 3·20 *m***
przy szerokości toru 0·75 *m* **b = 2·40 *m*** . . . . . 20)

Rozporządzenie austr. ministerstwa handlu z r. 1887. §. 2. Szerokość pomostu musi być dla toru, umieszczonego u góry, względnie niżej tak wielka, aby na każdym punkcie mostu był zachowany odstęp przynajmniej 2·15 *m* między osią i najbliższym prętem poręczy, albo krawędzią zewnętrzną dyliny.

Dla słupów pionowych i tężników pionowych dozwolony jest mniejszy odstęp. Dla tych i innych tu niewymienionych części konstrukcyi w ogóle należy jednak przynajmniej zachować przekrój wolnego przejazdu (tabl. 6. rys. 2*a*).

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

§. 12. Tężniki poprzeczne.

Aby zapobiec odkształceniu obrotowemu (t. 74. r. 1.) mostu w kierunku prostopadłym do osi mostu, spowodowanemu siłami

poziomemi, a więc aby utrzymać pionowy kierunek belek głównych, urządzamy tężniki poprzeczne czyli pionowe *(n. Querversteifung, Querverband, fr. entretoise, traverse, a. cross bracing* cz. *příčné stužění)*, których kilka ustroi rozróżniamy.

1) Rozpora *(n. Querriegel* cz. *příčka, tyšové ztužidlo)* 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 lanego, zakończoną krysami *(n. Bundring)* i opatrzony jest na końcu gwintami (tabl. 2. rys. 1.), albo też sam pręt ma u obu końców krysy. Ponieważ tutaj tylko szerokość krysy przeszkadza pochyleniu się belek, więc ustroju takiego używać należy tylko dla bardzo małych wysokości do 0·25 *m*.

Dla trochę wyższych belek używamy rozpór złożonych z kątówek, żelaza *T*, *U*, które przytwierdzamy do belek głównych zapomocą żeber i blach kątowych *(n. Eckblech)* (tabl. 3. rys. 5.).

T. 74 r 2. przedstawia rozmaite używane przekroje rozpór. Przekroje rys. 2. pierwsze dwa mogą być użyte tylko dla bardzo małych wysokości $h=20$ *cm*, następne trzy dla $h=30$ *cm*, szósty dla $h=40$ *cm*, trzy ostatnie dla $h=50$ *cm*, przekroje rys. 3. dwa pierwsze dla $h=60$ *cm*.

Przekroje złożone łączymy nitami w odstępach około $a=20\,d$, gdy d oznacza średnicę nitu, jeśli potrzeba, zapomocą wstawek.

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

2) Krzyż ukośny *(n. Andreaskreuz, fr. croix de Saint-André, sautoir, a. cross of St. Andrew, saltier-cross* cz. *Ondřejovy kříž)*. Dla większych rozpiętości, niż 6 *m*, używamy już zwykle krzyży ukośnych lub też tężników 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 żelaza *T* lub dwu małych kątówek. Połączenie w węzłach uskuteczniamy zapomocą blach węzłowych. Aby te blachy były małe, rozmieszczamy nity dość gęsto $a \geqq 3\,d$ (tabl. 3.

rys. 4 *a*). Dla mniejszych rozpiętości używamy także przekątni z żelaza płaskiego (tabl. 6. rys. 5.), albo opuszczamy ramę i dajemy same przekątnie z kątówek, lub uwek, które muszą być w miejscu skrzyżowania połączone (tabl. 16. rys. 2).

3) Tężnik trójkątny *(n. Dreieckverstrebung)* (tabl. 3. rys. 6.) składa się podobnie z ramy i dwu zastrzałów, tworzących z ramami trzy trójkąty. Przy niskich belkach a większym odstępie uzyskujemy wtedy korzystniejsze nachylenie krzyżulców.

4) Tężnik kratowy dla większych rozpiętości obecnie często używamy, składa się z ramy, którą tworzą najczęściej pojedyncze kątówki (czasem podwójne) i kraty dwukrotnej z żelaza płaskiego (tabl. 4. rys. 1 *a*).

Obliczenie tężników poprzecznych podamy dopiero przy mostach kratowych żelaznych, bo przy małych rozpiętościach, dla których używa się mostów blaszanych, wypadają z obliczenia zawsze wymiary za małe do wykonania. Dlatego nie obliczamy wcale tężników poprzecznych mostów blaszanych, a wymiary przyjmować możemy wedle mostów wykonanych. W Prusiech najmniejsze kątówki dla łączników poprzecznych są $\frac{70 \cdot 70}{10}$, zwykle są one wystarczające.

Ciężar tężników poprzecznych wraz z kątówkami do przytwierdzenia do belek głównych możemy przyjąć w przybliżeniu

$$g = 28 + 45\,h \; kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 21)$$

jeżeli h oznacza wysokość belki w metrach.

Ciężar samych kątówek, służących do przytwierdzenia do belek głównych, wynosi w przybliżeniu $23\,h$.

§. 13. Podkłady poprzeczne.

Szyny kolejowe układamy na moście na podkładach drewnianych, i to albo poprzecznych *(n. Querschwelle, f. traverse,* cz. *traverse sleeper* cz. *příčny prah)* lub też podłużnych *(n. Langschwelle fr. longrine a. longitudinal-slepeer* cz. *podélny prah).*

Jeżeli pomost urządzamy górą, to zwykle kładziemy drewniane podkłady poprzeczne wprost na belki główne (tabl. 1. rys. 5. i 6., tabl. 4. rys. 1.); oszczędzamy więc w ten sposób poprzecznice, podłużnice i wsporniki dla chodników, któreby

były potrzebne przy użyciu podkładów podłużnych. Oprócz tego utrzymują podkłady poprzeczne lepiej szerokość toru i ustrój toru jest taki sam, jak na szlaku, za to ułożenie ich zależne jest od położenia styku szyny. Ustrój ten możliwy jest tylko przy małych rozpiętościach, bo odstęp belek głównych ze względu na moment zginający nie może być większy, niż 2 *m*, a odstęp ten przy wielkich *l* byłby za mały ze względu na parcie wiatru.

Jeżeli jednak pomost znajduje się na pasie dolnym, lub w środku wysokości, to użycie poprzecznych podkładów wymaga poprzecznic i podłużnic (tabl. 1. rys. 8.), wtedy dobrze jest urządzić gęsto poprzecznice n. p. w odstępie około 2 *m*, a na nich wprost położyć podkłady podłużne.

Wadą podkładów podłużnych jest to, że podkłady podłużne często pękają i paczą się, wedle doświadczeń kolei niemieckich trudno więc utrzymać tor na nich należycie.

Jeżeli most jest dwutorowy, to dla każdego toru dajemy osobno podkłady, bo w przeciwnym razie przy obciążeniu jednego toru podkład na drugimby się podniósł i zresztą trzebaby się starać o równą wysokość podpór, bo podkład byłby belką ciągłą.

Podkłady poprzeczne dajemy w takich odstępach, jak na szlaku, a więc około 0·8 do 0·9 *m* — W tem miejscu, gdzie przypada zetknięcie szyn, najlepiej wstawić dodatkowo jeden podkład. Jeżeli nie chcemy dawać dodatkowego podkładu, musimy odstęp podkładów tak zmniejszyć (0·50 do 0·60 *m*), aby można urządzić niepodparte zetknięcie szyny.

W Ameryce najczęściej kładą podkłady bardzo gęsto, w odstępach 0·3 *m* od środka do środka, tak że zostają szczeliny tylko 0·1 *m* szerokie i można opuścić całkiem dylinę. Podobnego ustroju użyto na mostach finlandzkich (tabl. 11. rys. 1.), wymaga on jednak 7 do 12% więcej materyału, za to mamy większe bezpieczeństwo przy wykolejeniu i niezależni jesteśmy od zetknięcia szyn. W najnowszych czasach zaczęto używać tego ustroju w Niemczech, przyczem odstęp podkładów wynosi 2 do 3 *m*, (t. 29. r. 7.).

Zamiast podkładów drewnianych używa się też czasem podkładów żelaznych poprzecznych. Podkłady te zwykle są tak silne, że mogą unieść ciężar koła parowozu wykolejonego. W tym celu łączy się je żelaznymi podciągami, aby ciśnienie koła roz-

łożyć na kilka podkładów. Najczęściej używane są podkłady Vautherina (t. 81. r. 5.), w Niemczech używane są też w tym celu uwki (t. 77. r. 5.) albo też zorezówki (t. 76. r. 2.).

§. 14. Utwierdzenie podkładów poprzecznych.

Podkłady poprzeczne wycinamy 1 do 3 *cm* w miejscach, gdzie leżą na belkach, przezco zabezpieczamy się przeciw posunięciu podłużnie podkładu. Wycięcie to jednak osłabia znacznie podkład. Wprawdzie w tem miejscu jest $M=0$, ale siła poprzeczna jest tu największą, $Q=P$.

Jeżeli n. p. przyjmiemy wymiar podkładów, jak zwykle, 20×24 *cm*, a ciężar koła 6500 *kg* zwiększymy o 10% ze względu na wstrząśnienia (wedle §. 3 *d* rozporządzenia ministeryalnego) więc $C=6500+650=7150$ *kg*, to

$$najw\ \sigma_1=\frac{3}{2b}\frac{Q^*)}{h}=\frac{3.7150}{2.24(20-2)}=24{\cdot}8\ kg/cm^2,$$

jeżeli wcięcie wynosi 2 *cm*. Widzimy więc, że natężenie jest nieco większe, niż dopuszczalne dla drzewa miękkiego. Z tego powodu nieraz nie zacinamy podkładów, spuszczając się na dwie śruby, któremi przytwierdzamy każdy podkład. Dajemy im średnicę 18 do 22 *mm* (t. .3 r. 5., t. 80. r. 1.). Naśrubki dla nadzoru lepiej dawać na górze. Z powodu jednak, że łatwo je można ukraść w tem położeniu, dają niektórzy naśrubki na dole, w każdym razie należy je jednak zabezpieczyć przed rozkręcaniem się.

Zacięcie podkładów jest jednak nieraz konieczne dla wyrównania wysokości, jeżeli nakładki nie sięgają na całą długość pasu. Przy większych różnicach wysokości dajemy pod podkład żelazne podkładki (t. 74. r. 7.).

Połączenie podkładów z kształtówkami *I* uskuteczniamy zapomocą osobnych kątówek (tabl. 11. rys. 4.) lub wstawki *(n. Klemmplatte)* (r. 1.). Przy połączeniu podkładów z belką blaszaną śruby przeciągamy najlepiej przez dziurę na nit, którą pozostawiliśmy wolną. Ale że wskutek tego jesteśmy zależni co do położenia podkładu od podziału nitów, więc lepiej przytwierdzić podkłady śrubami hakowemi *(n. Hackenschrauben* cz. *hakovy šroub)* (t. 11. rys. 4.), które otrzymują u dołu ostrą kra-

*) p. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 147.

wędź, wrzynającą się w drzewo w celu przeszkodzenia obracaniu się śruby. W takim razie czuwać jednak musimy nad tem, aby śruby były zawsze dobrze naciągnięte. Przy moście na Wiarze użyto z obu stron podkładu haków (tabl. 16. rys. 1.) połączonych śrubami. Nareszcie używane są także przy kolejach bawarskich podkładki trójkątne z żelaza lanego z ostrzami, wpijającemi się w drzewo (tabl. 11. rys. 5.).

Dla nitów robimy odpowiednie wydrążenia w dolnej części podkładu. Dla przeszkodzenia przesunięcia się podkładów wzdłuż mostu przytwierdzają też podkłady przy kolejach pruskich odcinkami kątówek (t. 77. r. 4) a przy kolei aust. półn. zachodniej jedną kątówką i śrubą (t. 75. r. 1.).

Przy podkładach gęsto leżących wystarczy przytwierdzić co 3 lub 4-ty podkład, resztę przytrzymujemy krawężnikiem (t. 13. r. 1.).

§. 15. Utwierdzenie podkładów podłużnych.

Podkłady podłużne musimy zabezpieczyć przeciw przesunięciu i przewrotowi. Jeżeli podkłady spoczywają na poprzecznicach, najlepiej dać z jednej strony kątówkę równoramienną i przeciągnąć śrubę poziomą. Zamiast tego dają często dwie kątówki po obu stronach podłużnicy (tabl. 10. rys. 2 *b*). Nie jestto dobry ustrój, bo gdy podkład się zeschnie, nie można wtedy śruby naciągnąć. Aby zabezpieczyć podkład przeciw przewrotowi, łączymy podkład z belką żelazną śrubą pionową, którą często dają w środku belki pod szyną (tabl. 11. rys. 6.); lepiej jednak dać tę śrubę na boku wewnątrz toru, aby moment ciągnienia tej śruby był większy. Czasem oprócz tego wycinamy podkłady 10 do 15 *cm*, aby przeszkodzić przesunięciu podłużnemu.

Podkłady podłużne stykamy na poprzecznicach i podkładamy pod zetknięcie blachę około 350 *mm* długą (tabl. 11. rys. 2 *a*), na tę długość dajemy też i z drugiej strony kątówkę. — Czasem jedna kątówka jest dłuższa, druga krótsza, śruby przechodzą tylko przez dłuższą kątówkę (t. 74. r. 8.), któren to ustrój jest lepszy.

Z powodu, że na zetknięciu drzewa z żelazem łatwo powstaje rdza, radzi Fuchs używać na każdej poprzecznicy podkładki z blachy cynkowej (tabl. 17. rys. 1.). Dla ochrony belek

żelaznych od kropli spadających robi Fuchs nosy przy końcu kątówek.

Jeżeli podkłady podłużne spoczywają na podłużnicach, co się często zdarza przy kolejach włoskich, lub na belkach głównych, to łączymy je z niemi śrubami 20 do 25 *mm* grubemi, zwykłemi lub hakowemi w odstępach 1 *m* (tabl. 11. rys. 7.). Podkłady przechodzą ponad poprzecznicami lub przerywa się je przy każdej poprzecznicy, gdy chodzi nam o to, aby wysokość ustroju była mniejsza.

§. 16. Obliczenie podkładów poprzecznych.

Jeżeli odstęp środka szyny od teoretycznego punktu podparcia, około 5 *cm* od krawędzi belki żelaznej, nazwiemy a (t. 68. r. 4.) to $M=Pa$, jeżeli opuścimy bardzo mały wpływ ciężaru stałego

$$\text{więc } \tau . \tfrac{1}{12} bh^3 = Pa . \frac{h}{2}, \text{ a stąd } h = \sqrt{\frac{6Pa}{b\tau}}.$$

Przyjąwszy z powodu bezpośredniego działania sił i wielkich wstrząśnień dla drzewa miękkiego $\tau = 65\ kg/cm^2$, dla dębowego $\tau = 70\ kg/cm^2$. otrzymamy:

$$\left.\begin{array}{l} \text{dla drzewa miękkiego } h = 0{\cdot}30\sqrt{\dfrac{Pa}{b}} + 2\ cm \\ \text{„ „ dębowego } h = 0{\cdot}29\sqrt{\dfrac{Pa}{b}} + 2\ cm \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots 22)$$

jeżeli P w *kg*, a wymiary w *cm*.

Dodajemy do wysokości 2 *cm*, jeżeli dla uzyskania nachylenia szyny robimy zacięcie pod szyną (t. 3. r. 5.) lub pod podkładką W nowszych czasach jednak zwykle używa się podkładek klinowych i wtedy nie daje się żadnego zacięcia (t. 75. r. 2.). Wtedy możnaby opuścić w wzorze 22) dodatek 2 *cm*, chociaż przez wbicie gwoździ następuje przecież osłabienie podkładki.

Szerokość b przyjmujemy 20 do 30 *cm*, średnio 25 *cm*. Dla $b = 25\ cm$, $P = 7000\ kg$, otrzymamy więc z wzoru 22) dla

	$a=$	5	10	15	20	25 *cm*
drzewo miękkie	$h=$	14	18	22	25	28 *cm*
„ dębowe	$h=$	13	18	21	24	27 *cm*.

Poniżej 18 *cm* nie schodzimy jednak z wysokością podkładów poprzecznych dla kolei głównych.

§. 17. Obliczenie podkładów podłużnych.

Ponieważ szyna leży tu na podkładzie podłużnym, więc moment sił zewnętrznych M rozdziela się na obie belki, z czego przypada M_1 na podkład, M_2 na szynę. Ponieważ obie belki uginają się jednakowo, więc możemy napisać dla szyny $\varepsilon_2 I_2 = M_2 r$, dla podkładu $\varepsilon_1 I_1 = M_1 r$, gdzie r oznacza wspólny promień dla linii ugięcia. Przytem jest $M = M_1 + M_2$. Z równań tych wynika

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= \frac{\varepsilon_1 I_1}{\varepsilon_1 I_1 + \varepsilon_2 I_2} . M \\ M_2 &= \frac{\varepsilon_2 I_2}{\varepsilon_1 I_1 + \varepsilon_2 I_2} . M \end{aligned}\right| \quad \ldots\ldots\ldots \quad 23)$$

Podkłady więc podłużne obliczamy według momentu M_1. Jeśli obie belki mają być wyzyskane, i szyna i podkład, to musi być $\tau_1 I_1 = M_1 e_1$ i $\tau_2 I_2 = M_2 e_2$, a że $e_1 = \frac{h_1}{2}$, a $e_2 = \frac{h_2}{2}$, więc $\tau_1 = \frac{M_1 h_1}{2 I_1}$, $\tau_2 = \frac{M_2 h_2}{2 I_2}$, zatem

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{M_1 h_1 I_2}{M_2 h_2 I_1}, \text{ a że według 23) } \frac{M_1}{M_2} = \frac{\varepsilon_1 I_1}{\varepsilon_2 I_2}, \text{ więc}$$

$$\frac{\tau_1}{\tau_2} = \frac{\varepsilon_1 h_1}{\varepsilon_2 h_2}, \text{ zatem } \frac{h_1}{h_2} = \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} . \frac{\tau_1}{\tau_2} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 24)$$

Jeżeli dla szyny stalowej $\tau_2 = 1000\ kg/cm^2$, $\varepsilon_2 = 2500000\ kg/cm^2$ a dla podkładu drewnianego $\tau_1 = 65\ kg/cm^2$ $\varepsilon_1 = 110000\ kg/cm^2$,

$$\text{to } \frac{\tau_2}{\tau_1} = \frac{1000}{65} = 15{\cdot}4, \quad \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_1} = \frac{2500000}{110000} = 22{\cdot}7$$

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

Jeżeli więc $h_2 = 13\ cm$, to powinno być $h_1 = 19\ cm$. — Przy wysokości więc podkładu 19 cm byłyby oba materyały wyzyskane; jeśli wysokość jest większa, to $\nu_2 < 1000\ kg/cm^2$, szyna więc nie jest dostatecznie wyzyskana.

Moment M obliczać należy według teoryi belki ciągłej. Dla rozpiętości do 2 m otrzymamy *najw* M, gdy jeden ciężar znajduje się w jednem przęśle, dla nieskończonej ilości przęseł równy $0{\cdot}215\ Pa$*); ciężar własny wywołuje moment dodatni $0{\cdot}083\ ga^2$, więc możemy przyjąć

$$M = 0{\cdot}215\ Pa + 0{\cdot}083\ ga^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 25)$$

*) por. Podręcznik Teoryi Mostów II. str. 53. i 56.

Na podstawie równań 23) i 25) możemy obliczyć dla natężenia dopuszczalnego $\tau_1 = 65$ lub $70\ kg/cm^2$ wysokość h, jeśli przyjmiemy podstawę $b = 25$ do $28\ cm$. Rozumie się, że licząc w ten sposób, przypuszczamy, że styku szyn niema wcale na moście lub, że go wprost podeprzemy. Jeżeli mamy być niezależni co do położenia styku szyn, to przyjmujemy $M_1 = M$. Po obliczeniu podkładu trzeba też wyznaczyć z M_2 natężenie szyny i przekonać się, czy nie jest za wielkie.

Jeżeli podkłady podłużne leżą na podłużnicach, to możemy je znacznie niższe zrobić, przy kolejach głównych możemy przyjąć co najmniej $h = 15\ cm$, $b = 22\ cm$ ze względu na przytwierdzenie.

§. 18. Bezpośrednie podparcie szyn.

Bezpośredniego podparcia szyn na belkach głównych lub podłużnicach (tabl. 2. rys. 2.) używa się rzadko z powodu wielkich wstrząśnień, twardszej jazdy i trudności utwierdzenia. Ustrój ten jednak ma z drugiej strony te zalety, że zaoszczędzamy podkłady poprzeczne i mamy mniejszą wysokość ustroju. Używamy go też czasem przy małych mostach, gdzie chodzi nam o małą wysokość ustroju.

Szynę utwierdzamy na belkach zwyczajnie zapomocą podkładek *(n. Unterlagsplatte fr. platine, a. beel-plate)* (tabl. 16. rys. 10.) i dwu śrub. 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. 16. rys. 12.).

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

§. 19. Podłużne podkłady żelazne.

Jeżeli na szlaku przed mostem leżą żelazne podłużne podkłady, to na moście albo używamy podkładów drewnianych, albo szyny kładziemy wprost na belki, albo nareszcie przeprowadzamy żelazne podkłady i przez most, musimy jednakże w takim razie podłożyć pod nie podkłady drewniane, które jak zwykle przytwierdzamy (tabl. 18. rys. 1.). Podkłady te dre-

wniane mogą leżeć też na podkładach drewnianych poprzecznych (t. 75. r. 13)

W nowszych czasach umieszczano podkłady podłużne Hilfa także na zoresówkach bez innych podkładek (t. 76. r. 1.), przyczem szyny ułożono pionowo.

§. 20. Dylina.

Ażeby umożliwić przejście przez most dla służby kolejowej zwykle używamy przy mostach kolejowych dyliny *(n. Bedielung)* na całej szerokości mostu. Jeżeli podkłady kładziemy gęsto jeden obok drugiego, możemy wtedy dylinę opuścić, co często spotykamy przy mostach amerykańskich (t. 13. r. 1., t. 11. r. 1., t. 77. r. 3.).

Jeżeli mamy podkłady poprzeczne, kładziemy na nie dylinę wzdłuż mostu, zostawiając między dylami 2 do 3 *cm*, aby umożliwić odpływ wody. W tym celu ścinamy krawędzie dylu (tabl. 4. rys. 1.). Aby nie przybijać każdego dylu z osobna, łączymy kilka dylów często listwami, które przybijamy pod spodem, w tafle, które potem w kilku miejscach przytwierdzamy. Aby umożliwić wymianę szyny bez odrywania sąsiedniego dylu, zostawiamy odstęp od szyny do najbliższego dylu 6 *cm* szeroki. Jeżeli podkłady poprzeczne nie sięgają na całą szerokość mostu, to skrajną część dyliny opieramy albo na poprzecznicach, albo przedłużamy co 2 lub 3 podkład i kładziemy na nie dylinę (t. 74. r. 9.).

Przy użyciu podkładów podłużnych dajemy zwykle także dyle podłużne, które kładziemy na poprzecznicach wprost (tabl. 11. rys. 2. i 3.), albo na odpowiednich podkładach (tabl. 11. rys. 6.). Dla chodników używaną jest także często dylina podłużna, spoczywająca na drewnianych podłużnicach (t. 11. r. 7. i 8.).

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

Jako obciążenie dylu możemy przyjąć 160 *kg/m*, a wraz z ciężarem własnym 170 *kg/m* = 1·7 *kg/cm*. Jeżeli przyjmiemy dalej $\tau = 70$ *kg/cm*^{2}, to, jeżeli c oznacza grubość a b szerokość dylu, a na zużycie dodamy 1 *cm*,

$$70.\ 1\tfrac{1}{2}\,b\,c^3=\tfrac{1}{8}.1{\cdot}7\,l^2.\frac{c}{2},\ \text{stąd}$$

$$c=0{\cdot}135\frac{l}{\sqrt{b}}+1\ cm\ \ldots\ldots\ldots\ 26)$$

l oznacza przytem teoretyczną rozpiętość dylu, a więc odstęp podkładów w świetle, powiększony o 4 do 6 *cm*. Dla $b=25$ *cm* otrzymamy

$$c=0{\cdot}27\,l+1\ cm\ \ldots\ldots\ldots\ (27$$

a dla $l=$ 1 2 3 *m*

$c=$ 2·7 6·4 9·1 *cm*

Przy użyciu podkładów poprzecznych wystarczają więc 4 centymetrowe dyle.

§. 21. Żwirówka.

Najlepszy ustrój pomostu otrzymamy wtedy, jeśli użyjemy takiej samej nawierzchni na moście, jak na szlaku, a zatem, jeśli podkłady czy to podłużne czy poprzeczne umieścimy w żwirówce (*n. Schotterbettung* cz. *loze štěrkové*). Z powodu wielkiego ciężaru żwiru jestto ustrój najkosztowniejszy. I tak waży żwirówka 3·0 *m* szeroka, 0·5 *m* gruba, około 2·85 *t/m*, a z pomostem właściwym i podkładami 3 *t/m*, a że wskutek tego i ciężar belek głównych musi być większy, więc ciężar własny mostu jest więcej, niż o 3 *t/m*, większy przy użyciu żwirówki. Z tego powodu dla większych rozpiętości nie możemy używać tego ustroju, bo dla $l=20$ do 60 *m* ciężar belek głównych wzrasta o 38%. Ale zato oprócz jednostajności nawierzchni na szlaku i moście ustrój ten przedstawia wiele korzyści. I tak możliwem jest tu przesunięcie toru, żwir zmniejsza turkot przy przejeździe pociągu, wstrząśnienia i niebezpieczeństwo przy wykolejeniu. Dlatego używają często żwirówki przy mostach kolejowych francuskich i angielskich (tabl. 17. rys. 2.), a także i w Niemczech przy mostach na stacyi i w mieście dla małych rozpiętości (rys. 3.) gdzie koszta belek głównych są w ogóle niewielkie. Koleje niemieckie i szwajcarskie państwowe postanowiły też ile możności na wszystkich mostach mniejszych przeprowadzić żwirówkę*). Z powodu mniejszych wstrząśnień dozwolone jest w Prusiech

*) Centralblatt der Bauverwaltung 1890 str. 248.

przyjmowanie większych natężeń przy użyciu żwirówki dla poprzecznic i podłużnic, a mianowicie takich, jak dla belek głównych.

Żwir spoczywa w takim razie na pomoście właściwym drewnianym, żelaznym lub kamiennym tak, jak przy mostach drogowych, gdzie też szczegółowo te ustroje omówimy. Tu wspomnimy tylko, że pomost żelazny może składać się z blach wypukłych (t. 7. r. 3. i t. 17. r. 3.), zoresówek (t. 37. r. 4.), innych kształtówek (t. 13. r. 1.), blachy falistej (t. 75. r. 5.) lub blach wiszących (t. 23. r. 1.).

Ażeby zmniejszyć ciężar, a wyzyskać korzyści tego ustroju, użyto przy kolei miejskiej w Berlinie żwirówki nie na całą szerokość mostu, lecz urządzono koryta *(n. Schienentrog* cz. *žlab kolejový)* (tabl. 17. rys. 5.), napełnione żwirem, w którym ułożono żelazne podkłady podłużne. Ale z powodu trudności, jakie się przedstawiają przy kładzeniu i utrzymaniu toru i trudnego odwodnienia nie okazał się ten ustrój praktycznym.

Drugi sposób zmniejszenia ciężaru polega na układaniu podkładów poprzecznych drewnianych w rynny utworzenia z kształtówek i blach, prostokątne (t. 75. r. 7.) lub trapezowe (t. 17. r. 2., 4.). Nareszcie dla zmniejszenia ciężaru przeprowadza się żwirówkę na mniejszej szerokości około 2·5 *m*, a na chodnikach daje się dylinę lub w ogóle lżejszy pomost (t. 77. r. 2.).

Pomost żwirowany może przepuszczać wodę, jeżeli n. p. żwir ułożony jest na zoresówkach lub też może być nieprzepuszczalnym, w którym to razie trzeba się postarać o odpowiedne odprowadzenie wody rurami i rynnami (t. 7. r. 3 *a*).

Jeżeli chodzi głównie tylko o stłumienie turkotu, to może być warstwa żwiru cienka. Ustroju takiego użyto z dobrym skutkiem przy kolei berlińskiej (t. 74. r. 10.). Na podkładach drewnianych klinowych spoczywa dylina, a na niej warstwa tektury. Na niej ułożone są listwy, przytrzymane śrubami hakowemi. Na dylinie i tekturze spoczywa warstwa żwiru 19 *cm* gruba do wysokości szyn.

Jeżeli używamy podkładów drewnianych 16 do 18 *m* wysokich, to grubość żwirówki pod podkładami musi być co najmniej 36 do 40 *cm* nad górną krawędzią blach wypukłych. Przy użyciu żelaznych podkładów podłużnych zmniejsza się grubość żwirówki do 39 *cm*.

O obliczeniu pomostu właściwego będziemy mówić przy mostach drogowych, tu podamy tylko sposób rozkładania się ciśnienia koła przez podkłady poprzeczne. (t. 77. r 1). Rozumie się, że ciężar stały przyjmujemy tu równo rozdzielony, więc $g_1 = gb$ jest ciężar działający na jednostkę długości fali o szerokości b, gdy g oznacza ciężar własny na m^2. Ciężar koła K rozkłada się przez żwir na szerokość

$$b_1 = a + 2z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 28)$$

więc na jedną falę $$K' = \frac{Kb}{b_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 29)$$

Ale ciśnienie koła rozdziela się też i w kierunku podłużnym blachy, a to za pośrednictwem podkładu poprzecznego, na długość większą, niż b_1. Jeżeli więc przyjmiemy, że i w tym kierunku rozdzieli się ciężar tylko na długość b_1, to założenie to jest za niekorzystne, a więc dozwolone ze względu na bezpieczeństwo.

§. 22. Podłużnice.

Jako podłużnic *(n. Zwischenträger, Nebenträger, secundärer Längsträger, fr. longeron, a. secondary girder, cz. vedlejsy nosnik, podélnyk)* używamy najczęściej kształtówek *I* i *U*. Dla nieco większego odstępu poprzecznic (około 3·5 *m* przy mostach kolejowych) nie wystarczają już kształtówki *I* (t. 30. r. 2 *a*), musimy więc wtedy użyć belek blaszanych (t. 25. r. 1.).

Co do ustroju podłużnic blaszanych stosuje się tu to wszystko, cośmy w II. rozdziale w ogóle o belkach blaszanych mówili. Ściankę dajemy 7 do 8 *mm*, w mostach cięższych 9 do 10 *mm* grubą, słabe kątówki najmniej $\frac{60.60}{7}$ i żebra w odstępach 1·0 *m* do 1·5 *m*, gęstsze przy podporach, składające się z pojedynczych kątówek z jednej lub z obu stron przynitowanych. Wysokość podłużnic wynosi zwykle

$$h = (\tfrac{1}{8} \text{ do } \tfrac{1}{10})a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 30)$$

jeżeli a oznacza odstęp poprzecznic, a więc od 22 do 60 *cm*.

§. 23. Połączenie podłużnic z poprzecznicami.

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

Jeżeli podłużnica jest blaszaną, to przytwierdzamy podłużnicę do poprzecznicy zapomocą dwu kątówek pionowych, któremi obejmujemy ściankę podłużnicy, a które zarazem tworzą żebro poprzecznicy (tabl. 10. rys. 1., tabl. 11. rys. 3.). Żebro to należy połączyć z poziomemi kątówkami poprzecznicy, przyczem je albo zaginamy, albo aby tego uniknąć, w celu wyrównania wysokości dajemy podkładkę. Poziome kątówki podłużnicy najlepiej zagiąć i przedłużyć aż do ścianki poprzecznicy (rys. 2 *b*). Francuzi unikają chętnie zaginań kątówek, doprowadzają je więc tylko tak daleko, aby ich nie zaginać (t. 16. r. 7.). Czasem używają też zamiast dwu kątówek pionowych tylko jednej nierównoramiennej (tabl. 16. rys. 6.).

Jeżeli podłużnicą jest kształtówka *I*, połączenie jest trudniejsze. I tu łapiemy ściankę kształtówki kątówkami pionowemi, lecz tylko na długość między pasami podłużnicy (tabl. 16. rys. 8.). Dla stężenia ścianki poprzecznicy musimy jednak dać w tem miejscu podkładkę sięgającą od dolnej do górnej kątówki poprzecznicy, którą przytwierdzić należy osobno do ścianki tylu nitami, ile jest nitów wspólnych.

Czasem urządzamy żebro na całą wysokość poprzecznicy, a pasy kształtówki wycinamy na szerokość żebra.

Nity albo śruby, któremi 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 poprzecznicy, łączą 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 ciągnienie, które sprawia, że nity te się rozchełtują, a wskutek tego belka przestaje działać jako ciągła i samo połączenie cierpi na tem. Dlatego dobrze jest w takim razie podeprzeć podłużnicę wprost zapomocą wsporników *(n. Console, fr. console, a. console)* (tabl. 16. rys. 8., tabl. 21. rys. 1*a*), albo położyć ją na pasie dolnym. Podłużnice obliczamy więc pomimo połączenia nitami jako belki w dwu punktach podparte. Jako ciągłe belki obliczamy tylko podłużnice, jeśli są rzeczywiście ciągłemi, a więc:

a) gdy przechodzą przez poprzecznice kratowe (tabl. 25. rys. 1.);

b) jeśli położymy podłużnice na poprzecznice (tabl. 16. rys. 11.) albo:

c) gdy przykładkami, przechodzącemi przez ściankę poprzecznicy, połączymy dwie sąsiednie podłużnice.

Zetknięcia w podłużnicy urządzamy wtedy w takich miejscach, gdzie moment najmniejszy, a więc w miejscu odległem około $\frac{1}{5}\,l$ od podpory, albo też na poprzecznicy, a w takim razie nie potrzebujemy ich kryć. Przez urządzenie podłużnicy jako belki ciągłej nie wiele zyskujemy na materyale, unikamy tylko słabego punktu przy połączeniu z poprzecznicą, niebezpiecznego z powodu rozchełtania nitów.

§. 24. Obliczenie przekroju podłużnicy.

Powiedzieliśmy powyżej, że podłużnice należy obliczać wedle ich ustroju jako belki w dwu punktach podparte lub jako belki ciągłe.

Obliczenie belek w dwu punktach podpartych nie przedstawia żadnych trudności. Dla kształtówek wystarczy wyznaczenie bezwzględnie *najw M*, najlepiej liczebnie; dla belek blaszanych wyznaczyć trzeba *najw M* w kilku punktach i wykreślić linią *najw M**). Do tego dodać należy momenty wywołane ciężarem własnym.

Jeżeli podłużnice są belkami ciągłemi, to należy je obliczyć wedle teoryi belki ciągłej najlepiej zapomocą linii wpływowych.

Jeżeli odstęp poprzecznic jest mały tak, że możemy przyjąć, że tylko jeden ciężar będzie działać w jednem przęśle, a więc do $2\,m = 1{\cdot}7\,c$, gdy e oznacza rozstęp kół, to otrzymamy dla belki o nieskończonej ilości przęseł:

$$\left.\begin{aligned} &\text{w przęśle skrajnem } najw\,(-M) = -0{\cdot}215\,Pa - 0{\cdot}077\,ga^2 \\ &\quad\text{„ średniem „ „ } = -0{\cdot}189\,Pa - 0{\cdot}083\,gl^2 \end{aligned}\right\} \quad . \quad 31)$$

Jeżeli dwa koła mogą się zmieścić w jednem przęśle, więc dla $2{\cdot}2\,e > a > 1{\cdot}7\,e$, otrzymuje Haeseler

$$najw\,(-M) = -\left(0{\cdot}354 - 0{\cdot}242\frac{e}{a}\right)Pa - 0{\cdot}07\,ga^2 \quad . \quad . \quad . \quad 32)$$

---

*) p. Podręcznik Teoryi Mostów Cz. I. T. I. wyd. II. str. 50. i nast.

Dla większych jeszcze rozpiętości podłużnic otrzymuje on

$$najw\,(-M) = -\left(0{\cdot}627 - 1{\cdot}05\frac{e}{a} + 0{\cdot}4\frac{e^2}{a^2}\right)Pa - 0{\cdot}07\,ga^2 \quad \ldots \quad 33)$$

Wzory te są ważne dla jednakowo wysokich podpór. Z powodu ugięcia poprzecznic zwiększają się jeszcze momenty dodatnie o $1{\cdot}607.\frac{\varepsilon Is}{a^2}$, jeśli s oznacza ugięcie poprzecznic. Zwiększenie to momentu wynosi 8 do 20%.

Co do sił poprzecznych, to jeżeli tylko jedno koło mieści się na podłużnicy, to otrzymamy

dla przęsła średniego $najw\ Q = 1{\cdot}147\,P + 0{\cdot}53\,ga$ . . . . . 34)

„ „ skrajnego $najw\ Q = 1{\cdot}023\,P + 0{\cdot}61\,ga$ . . . . . 35)

Dla większych rozpiętości należy Q wyznaczyć wedle teoryi belki ciągłej.

Przy mostach drogowych należy najprzód wyznaczyć najniekorzystniejsze położenie wozów, które sprawia największe ciśnienie. Musimy więc ustawić jedno koło na podłużnicy B (t. 68. rys. 6.), a inne koła jak najbliżej, jak to wypływa z linii wpływowej $a\ b\ c$. Wyznaczywszy w ten sposób ciśnienie C na podłużnicę, obliczamy momenty dla układu ciężarów skupionych, zwiększonych w stosunku C do P.

Przy obliczaniu przekrojów przyjąć należy natężenie dopuszczalne mniejsze ze względu na wstrząśnienia, na które wystawiona jest podłużnica, mianowicie

dla kolei głównych $\tau = 650\ kg/cm^2$

„ „ drugorzędnych $\tau = 700\ kg/cm^2$

„ „ miejscowych i dróg $\tau = 750\ kg/cm^2$ } . . . . . 36)

Jeżeli pomost jest żwirowany, natężenie możemy przyjąć, jak dla belek głównych.

Rozporządzenie austryackie dozwala przyjmowania większego nieco natężenia dopuszczalnego:

§. 4 a. 2) Mosty kolejowe . . . . . dla poprzecznic i podłużnic brać tę wartość, która odpowiada ich rozpiętości.

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

§. 25. Poprzecznice.

Poprzecznice (*n. Querträger, fr. poutre en traverse, entretoise, piéce du pont, a. cross girder, floor beam*, cz. *příčny nosník*

příčník) spoczywają na belkach głównych i służą do podparcia pomostu wprost lub zapomocą podłużnic.

Kształtówek *I* używamy rzadko jako poprzecznic (tabl. 77. rys. 3.) i to zwykle tylko wtedy, jeśli niema podłużnic, bo dobre połączenie poprzecznic kształtówek z belką główną i podłużnicami byłoby trudne. Z tego powodu i z powodu małego momentu bezwładności kładziemy kształtówki jako poprzecznice w małym odstępie. Odstęp belek głównych musi być także małym.

Zwykle robimy poprzecznice jako belki blaszane (tabl. 11. rys. 6., tabl. 9. rys. 1. i 2.), czasem jako kratowe (tabl. 8. rys. 1.). Co do ustroju belek blaszanych nie mamy prawie nic do dodania. Przy mostach jednotorowych nie potrzebujemy urządzać zetknięcia ścianki. W punktach, gdzie przenoszą się większe siły na poprzecznicę, dajemy żebra. — Jeżeli podłużnice przytwierdzone są do poprzecznic, to kątówki przytwierdzające dostatecznie stężają ściankę (t. 23. r. 1.). Jeżeli zaś podłużnice lub podkłady leżą na poprzecznicach, wtedy koniecznem jest urządzenie osobnych żeber z wstęg lub kątówek (t. 16. r. 1.).

Wysokość poprzecznic przyjmujemy zwykle dla pomostu dołem ($h = \frac{1}{7}$ do $\frac{1}{8}$) b, dla pomostu górą $h = \left(\frac{1}{4 \cdot 5}\right.$ do $\left.\frac{1}{6}\right) b$, jeżeli b oznacza teoretyczną rozpiętość poprzecznicy. Dla mostów dwutorowych jest $h = (\frac{1}{8}$ do $\frac{1}{9}) b$, a drogowych $h = (\frac{1}{12}$ do $\frac{1}{11}) b$.

Pasy belek kratowych tworzymy zwykle z dwu kątówek albo *T*-ówki, przy większych przekrojach dajemy jeszcze blachę stojącą albo używamy przekroju krzyżowego. Kratę równoboczną podwójną tworzymy ze wstęg i kątówek. Dla mostu jednotorowego jest siła poprzeczna między podłużnicami prawie równa zeru, na tej długości możemy więc użyć wstęg dla wszystkich krzyżulców (t. 25. r. 1.).

Często poprzecznice są na obu końcach blaszane, we środku kratowe, bo na podporach działają większe siły poprzeczne i zresztą dla przytwierdzenia poprzecznic potrzebujemy w tem miejscu blachy.

§. 26. Przytwierdzenie poprzecznic do belek głównych.

Zwykle przytwierdzamy poprzecznice do belek głównych zapomocą blach kątowych *(n. Eckblech a. gusset plate* cz. *plech sloupova)*, przyczem rozróżniamy kilka ustrojów.

a) Blacha łącząca belkę główną z poprzecznicą na kształt trapezu (tabl. 10. rys. 1.). Wysokość jej równa się wysokości belki głównej, aby siły przenieść na oba pasy. Blacha kątowa leży w jednej płaszczyźnie ze ścianką poprzecznicy, z którą łączymy ją zapomocą podwójnych przykładek. Odstęp zetknięcia od belki głównej wynosi zwykle 0·3 do 0·6 *m*.

Kątówki poprzecznicy przedłużamy aż do belki głównej. Opisany ustrój jest najwięcej używany, czasem jednak

b) blacha kątowa jest trójkątna (tabl. 20. rys. 1.) i łączy się ją zapomocą osobnych kątówek poziomych z pasem górnym poprzecznicy. Ścianka poprzecznicy sięga nieprzerwana aż do belki głównej.

c) Zupełnie wyjątkowy ustrój widzimy na tabl. 20. rys. 2. Tu zagięte kątówki wedle kształtu blachy kątowej. Przy małych wysokościach blach kątowych, używanych przy mostach blaszanych, stężenie to blachy kątowej jest niepotrzebne, a z powodu trudniejszej roboty ustrój ten obecnie zaniechany.

§. 27. Ciśnienie na poprzecznicę.

Podłużnice mogą być albo belkami zwykłemi w dwu punktach podpartemi, albo ciągłemi. Wedle tego różni się wyznaczenie ciśnienia na poprzecznicę.

Jeżeli podłużnice są w dwu punktach podparte, to otrzymamy znowu trójkąt *abc* (tabl. 68. rys. 6.) jako linię wpływową, a z tego wynika, że dla najniekorzystniejszego obciążenia musi stać jedno koło na *B*, a jeśli przedziały są równe, obciążenie obu przedziałów ma być, ile możności, równe*), mają oba sąsiednie przedziały być obciążone, a największe i najgęstsze ciężary znajdować się w pobliżu danej poprzecznicy *B*. Znając położenie najniekorzystniejsze układu ciężarów, możemy z łatwością wyznaczyć wielkość ciśnienia na *B*.

Jeśli podłużnice są belkami ciągłemi, to ciśnienie na poprzecznicę musimy wyznaczyć na podstawie teoryi belki ciągłej, najlepiej zapomocą linij wpływowych, przyczem najniekorzystniejsze obciążenie otrzymamy zwykle takie samo, jak poprzednio.

---

*) p. Podręcznik Teoryi Mostów tom I. wyd. II. str. 42.

Jeśli podłużnicę będziemy uważać jako belkę ciągłą o nieskończonej ilości równych przęseł (dla $n=3$ do 4 otrzymamy prawie te same wyniki), to (tabl. 68. rys. 7.) ciśnienie na poprzecznicę B wedle Winklera:

$$C=P+\Sigma P_1\left(1-\frac{u_1}{a_1}\right)\left(1+\frac{u_1}{a_1}-1.196\frac{u_1^2}{a_1^2}\right)+$$

$$+\Sigma P_2\left(1-\frac{u_2}{a_2}\right)\left(1+\frac{u_2}{a_2}-1.196\frac{u_2^2}{a_2^2}\right) \quad \ldots\ldots 37)$$

Dla poprzecznicy skrajnej jest

$$C_0=P+\Sigma P_1\left(1-\frac{u_1}{a_1}\right)\left[1-0.268\frac{u_1}{a_1}\left(1+\frac{u_1}{a_1}\right)\right] \quad \ldots 38)$$

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

Dla mostów drogowych obliczamy ciśnienie C w ten sam sposób, stawiając tylne koło na poprzecznicy i obciążając z tyłu wozu część, niezajętą przez wóz sąsiedniego przedziału, tłumem 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	1·56	0·81
3	3·10	1·83	1·14

a więc w przypbliżeniu

$$\left.\begin{array}{lll} \text{dla klasy} & \text{I.} & C=2{\cdot}9+0{\cdot}06\,a \\ \text{„} \quad \text{„} & \text{II.} & C=1{\cdot}3+0{\cdot}17\,a \\ \text{„} \quad \text{„} & \text{III.} & C=0{\cdot}5+0{\cdot}23\,a \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots 39)$$

przyczem C nie może być mniejsze, niż P.

§. 28. Obliczenie sił wewnętrznych poprzecznicy.

Pomimo przytwierdzenia poprzecznic do belek głównych nie możemy liczyć poprzecznic jako belek poziomo utwierdzonych, bo belki główne nieco się poddają przy ugięciu poprzecznic (tabl. 68. rys. 8.). Dlatego zawsze obliczamy poprzecznice jako belki w dwu punktach podparte.

a) Mosty jednotorowe. Dla mostów jednotorowych (tabl. 68. rys. 9.) otrzymamy

$$\left.\begin{array}{l} najw\ M = Ca \\ najw\ Q = C \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 40)$$

Między podłużnicami jest teoretycznie $Q=0$, lecz ciężar osi może się nierówno rozdzielić na oba toki. Jeżeli więc przyjmiemy, że na jedną podłużnicę działa siła $\frac{a}{b}C$, na drugą $\frac{b}{a}C$, to między podłużnicami $Q = \pm\frac{a}{b}C$ . . . . . 41)

b) Mosty dwutorowe. Dla mostu dwutorowego wyznaczyliśmy na rys. 10. wykreślnie największe momenty i siły poprzeczne, które tu otrzymujemy dla obciążenia obu torów z wyjątkiem *najw Q* w średniej części *FG*, które otrzymujemy dla obciążenia jednego toru. Wtedy zamykającą jest ab_1, kreślimy więc $Om11ab_1$ i otrzymujemy oddziaływania, a *najw Q* w części średniej *FG* jest 2 *m*. — Dla obciążenia prawego toru otrzymamy takie samo *najw* $(+Q)$.

Dla obciążenia obu torów otrzymamy $Q=2C$

$$\left.\begin{array}{lll} \text{w części } AE & M = 2Cx & \\ \text{„ „ } EF & M = 2Cx - C(x-a) = C(x+a) & \\ \text{„ „ } FG & M = 2Cx - C(x-a) - C(x-a-c) & \\ & M = C(2a+c) & \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots 42)$$

Siły poprzeczne:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{w } AE & Q = 2C \\ \text{w } EF & Q = C \\ \text{dla obciążenia prawego toru w } FG & Q = -\frac{2a+c}{b}C \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots 43)$$

Do tych sił trzeba jeszcze dodać *M* i *Q* z powodu ciężaru stałego.

c) Mosty drogowe. Wyznaczywszy ciśnienie *C* jednego szeregu kół według poprzedniego paragrafu, ustawiamy szereg wozów (w przekroju) jeden wóz obok drugiego, wykreślamy linie wpływowe 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 podłu-

*) p. Podręcznik Teoryi Mostów cz. I. tom. I. wyd. II. str. 33.
**) p. Podręcznik Teoryi Mostów cz. I. tom. I. wyd. II. str. 39.

żnicy, to przecież czasem musimy cały układ nieco przesunąć, aby ostatni wóz nie wystawał poza poręcze lub koło nie dostało się na chodnik. Musimy też pamiętać o tem, że jedno koło wozu nie może się na moście znajdować i że w takim razie, jeśli cały wóz nie może się zmieścić, należy go zupełnie opuścić. Miejsca niezajęte przez wozy należałoby zapełnić tłumem ludzi, ponieważ jednak rzędne linij wpływowych niedaleko podpór są bardzo małe, więc uwzględnienie tłumu ludzi w tym wypadku nie jest konieczne. W ten sposób otrzymaliśmy następne największe momenty dla środka mostu

szerokość mostu $b=$	5	6	7	8	9	10 m
klasa I. $M=$	2·45	3·46	4·45	6·12	7·60	9·92 $C\,tm$
„ II. $M=$	2·68	3·66	5·14	6·65	7·70	10·62 $C\,tm$
„ III. $M=$	2·70	3·54	5·12	6·65	7·80	10·75 $C\,tm$

Ciężar zastępczy p t/m^2 możemy teraz obliczyć z wzoru

$$p=\frac{8M}{ab^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 44)$$

więc dla $b=$	5	6	7	8	9	10 m
klasa I. $p=$	0·78	0·71	0·73	0·76	0·76	0·80 $\frac{C}{a}$
„ II. $p=$	0·86	0·81	0·84	0·82	0·77	0·85 $\frac{C}{a}$
„ III. $p=$	0·86	0·80	0·84	0·82	0·78	0·86 $\frac{C}{a}$

Możemy więc w przybliżeniu napisać

$$\left.\begin{array}{lll} \text{I. klasa} & p=0{\cdot}76\frac{C}{a}=0{\cdot}05+\frac{2{\cdot}30}{a}\ t/m^2 \\ \text{II.} \quad „ & p=0{\cdot}83\frac{C}{a}=0{\cdot}14+\frac{1{\cdot}08}{a}\ t/m^2 \\ \text{III.} \quad „ & p=0{\cdot}83\frac{C}{a}=0{\cdot}19+\frac{0{\cdot}42}{a}\ t/m^2 \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 45)$$

§. 29. Poprzecznice dla dwojaków.

Dwojaków używamy tylko wtedy, gdy chodzi nam o małą wysokość ustroju, gdyż w ogóle wymagają one więcej materyału, niż belki zwykłe z powodu mniejszej wysokości i niekorzystniejszego rozmieszczenia materyału blisko osi obojętnej. Nadawać się też mogą tylko dla małych rozpiętości do 6·5 m.

Szynę kładziemy albo na poprzecznice, które urządzamy w odstępie podkładów na szlaku, więc około 90 *cm*, albo też na podkłady podłużne.

a) Jeżeli szyna leży wprost na poprzecznicach, to w celu uzyskania normalnego nachylenia ($\frac{1}{17}$ do $\frac{1}{20}$) dajemy pod szynę podkładki klinowe (tabl. 24. rys. 4.).

b) Podkłady podłużne spoczywają albo wprost na dolnym pasie belek (n. p. kolej Orleańska tabl. 15. rys. 1., tabl. 24. rys. 2.), lub na przynitowanych do belki kątówkach (n. p. koleje włoskie tabl. 20. rys. 3., na których czasem kładziemy blachę (kolej Państwowa austryacka t. 12. r. 1. i 4.) albo wreszcie na poprzecznicach (tabl. 13. rys. 5., tabl. 23. rys. 3., tabl. 24. rys. 1. i 3.). — Przy kolei austr. Państwowej kątówki i blacha pozioma około 15 *cm* szeroka a 10 *mm* gruba tworzą także poprzecznice, tu nazywane także siodłami *(n. Lagerstuhl*, cz. *sedlo*, *stoliček)*, które umieszczamy w odstępach 85 *cm* (t. 12. r. 4.).

Jeżeli podkłady podłużne spoczywają wprost na pasie dolnym, to na podkładzie w rowku między belkami głównemi łatwo zbiera się woda (t. 24. r. 3.). Dlatego między podkładem podłużnym a ścianką belki należy zostawić odstęp co najmniej 2 do 3 *cm*, co przy podparciu poprzecznicami łatwo można uskutecznić (t. 14. r. 4.). Podkład podłużny przytwierdzamy do kątówek lub do poprzecznicy śrubami pionowemi i ścinamy lub wycinamy go u góry według przepisanego nachylenia szyny.

Przekrój poprzecznicy może być rozmaity, składa się z dwu kątówek (tabl. 68. rys. 11., tabl. 20. rys. 4.), z dwu kątówek i ścianki lub z czterech kątek i ścianki.

W Prusiech użyto jako poprzecznicy kształtówki *U* (tabl. 23. rys. 3.), a przy kolei Esseńskiej 2 kątówek dwa razy zgiętych ze ścianką (tabl. 17. rys. 6.). Z powodu wielkich wstrząśnień nity łączące poprzecznice z dwojakami łatwo się rozchełtują. Dlatego lepiej nie spuszczać się na nie, lecz opierać poprzecznice wprost na nóżce dwojaku*). — Dawniej używano także poprzecznic z żelaza lanego o przekroju *T*, lecz narażone na wielkie wstrząśnienia prędko pękały. Obecnie w Austryi nie wolno używać żelaza lanego do części dźwigających.

---

*) pr. artykuł Dyrsena w Organ. fr. Fortschitte der Erzenb. 1893 strona 67.

Rozp. min. handlu z r. 1887 §. 4. b. Przy żelazie lanem, który to materyał nie powinien tworzyć żadnych głównych części składowych rozkładów dźwigających...

Odstęp obu belek głównych od osi do osi wynosi od 250 do 500 *mm*, wyjątkowo do 900 *mm* (t. 24. r. 1. i 2.). Im mniejszy jest odstęp, tem mniejsza rozpiętość poprzecznicy. Dlatego też zwykle używamy dla dwojaków przekroju *U*. 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, przytem należy szynę ustawić w środku między obiema belkami, aby rozdział ciśnienia na obie belki był równy. Przy mostach w łuku należy uwzględnić jeszcze rozszerzenie toru i strzałkę łuku.

Dla zmniejszenia wysokości ustroju zniżamy często szynę tak, aby wierzch głowy był w jednym poziomie z górną częścią belki. Wedle 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 łuku z powodu przechyłki toru wysokość szyny w obu tokach jest różną.

§. 30. Chodniki zewnętrzne.

Chodniki *(n. Fussweg fr. trotoir, a. footway cz. chodnik)*, 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 poręcze. — Wedle rozporządzenia minist. austr. z r. 1887 mają być poręcze odległe o 2·15 *m* od osi toru, jakeśmy to już w §. 11. obszerniej wyłożyli.

Jeżeli pomost urządzimy górą lub wgłębiony, to chodniki znajdują się wtedy zewnątrz belek głównych.

Jeżeli szyny leżą na podkładach poprzecznych, spoczywających wprost na belkach głównych, to zwykle przedłuża się podkłady o tyle, aby na nich zmieścić chodnik (tab. 3. rys. 4 *a*, tabl. 4. rys. 1.). Często przedłużamy tylko co drugi podkład, czasem zmniejsza się też wysokość podkładu przy końcu, co zresztą niepotrzebnie tylko powiększa koszta roboty (tabl. 2.

rys. 1.). — Zewnętrzne końce podkładów łączymy krawężnikiem *(n. Saumschwelle, cz. obrubnice)*, który przytwierdzamy do podkładów śrubą i na którym w razie potrzeby ustawiamy poręcz.

Jeżeli pomost jest wgłębiony, to dla podparcia chodników musimy urządzić wsporniki *(n. Console fr. console, corbeau, a. console, corbett)* (t. 8. r. 1.). Są one potrzebne także wtedy, gdy szyny podeprzemy dwojakami (t. 1. r. 8.).

Ustrój wsporników może być rozmaity.

a) Najprostszy jest wspornik zastrzałowy *(n. Strebeconsole)* (tabl. 25. rys. 1., tabl. 24. rys. 9.), który się składa z pręta poziomego przekroju *T* lub z dwu kątówek i zastrzału utworzonego z *T*-ówki, jednej lub dwu kątówek. Wspornik ten przytwierdzamy do belki głównej zapomocą żebra złożonego z dwu kątówek. Do połączenia tych wszystkich składników służą blachy węzłowe i nity.

b) Wspornik blaszany *(n. Blechconsole)* składa się z dwu kątówek i ścianki, której krawędź dolna dla stałej pewności jest teoretycznie krzywą, w praktyce jednak zwykle prosta (tabl. 9. rys. 3., tabl 23. rys. 5.). Przytwiedzamy go także dwiema kątówkami do belki głównej. Jeżeli przekrój ten nie wystarcza, a więc dla większych rozpiętości wspornika przy mostach drogowych, przyjmujemy przekrój *I*, dając u dołu ścianki kątówki proste lub zakrzywione (t. 24. r. 1.).

c) Wspornik kratowy *(n. Gitterconsole)*, używany także dla szerokich chodników mostów drogowych (tabl. 18. rys. 8.), składa się z dwu pasów z kształtówki *T* lub kątówek i kraty zwykle prostokątnej, której słupy są kątówki a ścięgna wstęgi. Będziemy o nim mówić przy mostach kratowych. Zamiast kraty dajemy także ze względów estetycznych inne wypełnienie, jak koła przy kolei wiedeńskiej obwodowej (t. 81. r. 3., t. 23. r. 7.).

d) Wspornik z żelaza lanego *(n. gusseiserne Console)* używa się zwłaszcza tam, gdzie chodzi o ozdobne architektoniczne wykonanie (tabl. 18. rys. 5.). Ponieważ wytrzymałość żelaza lanego na ciągnienie 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 tężników poprzecznych, aby belek głównych nie narażać na wygięcie. Dla stężenia wsporników łączymy je u góry krawężnikiem drewnianym (tabl. 9. rys. 3.), kątówką lub kształtówką (tabl 18. rys. 4.), która służy zarazem jako podparcie dyli. Przy mniejszych odstępach wsporników wystarczy do stężenia sama dylina (tabl. 8. rys. 1.).

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

Belki chodnikowe wykonywamy najczęściej jako kształtówki z powodu małego ich obciążenia, mogą jednak być także belkami blaszanemi, a nawet kratowemi i wtedy służyć zarazem jako poręcze.

Belki te łączymy poprzecznicami słabemi, na których leży dylina. Poprzecznice składają się zwykle z dwóch kątówek.

§. 31. Obliczenie wsporników.

Przy obliczeniu wsporników możemy przyjąć dla mostów kolejowych ciężar tłumu ludzi $g = 400\ kg/m^2$, dla drogowych $460\ kg/m^2$. Oprócz tego uwzględnić trzeba ciężar pomostu i ciężar samych wsporników, jakoteż poręczy. W przybliżeniu możemy przyjąć ciężar dyliny i poręczy $100\ kg/m^2$, zatem jeżeli a oznacza odstęp wsporników, otrzymamy dla mostów kolejowych na metr bieżący $q = 500a\ kg/m$ . . . . . 46)

1. Wspornik zastrzałowy. Jeżeli ciężar jest jednostajnie rozdzielony, to na węzeł B (tabl. 68. rys. 12.) działa siła $\frac{1}{2}gb$ i rozkłada się na siły H i D. Z rysunku wynika:

$$H = \frac{1}{2}gb \text{ dot } \alpha = \frac{1}{2}gb \cdot \frac{b}{h} = \frac{qb^2}{2h} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 47)$$

$$D = -\tfrac{1}{2}qb \text{ dosiecz } \alpha = -\frac{qb\sqrt{b^2+h^2}}{2h} \quad \ldots\ldots 48)$$

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

$$\tau = \frac{H}{A} + \frac{Me}{J}, \quad \ldots\ldots\ldots 49)$$

gdzie τ oznacza natężenie dopuszczalne, A powierzchnię przekroju, $M = \frac{1}{8}qb^2$ moment statyczny, e odstęp skrajnego włókna od środka ciężkości, J moment bezwładności. — Najlepiej przy obliczeniu przyjąć przekrój i obliczyć τ, poczem wedle potrzeby zwiększa się lub zmniejsza przekrój.

Zastrzał obliczamy na wyboczenie według znanych zasad.

Ciężar własny takich wsporników oblicza Winkler w przybliżeniu na m bieżący mostu

$$g = 32b^3 \; kg/m \quad \ldots\ldots\ldots 50)$$

a ciężar kątówek potrzebnych do przytwierdzenia wsporników do belek głównych

$$g = 23h \; kg/m \quad \ldots\ldots\ldots 51)$$

2. Wspornik blaszany (t. 68. r. 13.) o przekroju T.

Moment dla przekroju DE w odstępie x od B jest

$M = \frac{1}{2}qx^2$, a że $\tau J = Me$, więc $\tau J = \frac{1}{2}qx^2e$, zatem $x = \sqrt{\frac{2\tau J}{qe}}$ . . 52)

Przyjmujemy kątówki, grubość i wysokość ścianki y, obliczamy J, a stąd x. Wyznaczywszy w ten sposób dla kilku y dotyczące x, możemy dolną krawędź teoretyczną ścianki wykreślić. Przy obliczeniu momentu bezwładności możemy jednak uwzględnić tylko wystającą wysokość ścianki $\leqq 15g$, jeżeli g oznacza grubość ścianki. Gdyby więc wysokość taka nie wystarczała, należałoby g powiększyć.

Przykład. Niechaj będzie $b = 1{\cdot}1\,m$, odstęp wsporników $a = 2{\cdot}2\,m$, $g = 500\,kg/m^2$, to $q = 500 \,.\, 2{\cdot}2 = 1100\,kg/m = 11\,kg/cm$.

Przyjmujemy ściankę grubą $8\,mm$ i 2 kątówki $\frac{70 \,.\, 70}{8}$ (t. 68. r. 14.).

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

*) p. Podręcznik Statyki Budowli II. wyd. str. 283.

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

Załóżmy teraz n. p. $\tau = 600\ kg/cm^2$, to $x = \sqrt{\frac{2.600\,J}{11 \cdot c}} = \sqrt{109 \cdot 1 \frac{J}{c}}$.

Wstawiwszy wartość otrzymamy:

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

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

$$g = \frac{(48+2a)b}{a}\ kg/m \quad \ldots\ldots\ldots\ 53)$$

Do tego dodać należy ciężar kątówek, służących do przytwierdzenia, który wyznaczyć możemy wedle równania 51).

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

3. Wspornik z żelaza lanego jest mało używany, wspomnimy więc tylko w krótkości, że dla przekroju o pełnej ściance obliczamy go, jak w poprzednim ustępie, z tą tylko różnicą, że tu przyjmujemy natężenie dopuszczalne na ciągnienie $\tau = 250\ kg/cm^2$, a na ciśnienie $\tau' = 700\ kg/cm^2$.

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 sieczną τ, więc u podpory największą.

Dla pasów prostych S_1 i S_2 są największe u podpory. Tu przyjąć należy $\tau = 200\ kg/cm^2$, $\tau' = 700\ kg/cm^2$.

Ciężar wsporników tych otrzymuje Winkler wraz z kątówkami do przytwierdzenia do belek głównych

$$g = 10\frac{b^2}{h} + \frac{3+15h}{a}\ kg/m \quad \ldots\ldots\ldots\ 54)$$

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

$$g=\frac{14}{b}+\frac{14}{a}+0\,30l^2+0{\cdot}60b^2\ kg/m^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 55)$$

Jeżeli belki chodnikowe są blaszane, to

$$g=\frac{23}{b}+\frac{14}{a}+0{\cdot}26l^2+0{\cdot}60b^2\ kg/m^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 56)$$

§. 32. Poręcze.

Przy mostach kolejowych umieszczamy poręcze *(n. Geländer, fr. garde corps, parapet, a. balustrade, parapet cz. zabradli)* tylko ze względu na przechodzących przez most strażników i robotników kolejowych. W zwykłych wypadkach możemy się jednak obejść bez poręczy, potrzebnemi się stają one tylko wieczorem lub w nocy, a także w nadzwyczajnych wypadkach, gdy podróżni na szlaku wysiadają z wozów. Widzimy z poprzedniego, że nie są one więc konieczne i rzeczywiście w Ameryce niema zwykle poręczy przy mostach kolejowych. W Europie umieszczamy jednak zwyczajnie poręcze, opuszczamy 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 roku 1887 §. 5. c. „Poręcze należy umieścić przy wszystkich mostach, które od końca iglicy ostatniej zwrotnicy stacyi, przestanku lub miejsca odgałęzienia, zaopatrzonych w sygnały ostrzegowe nie są oddalone więcej niż 800 *m*, albo też od środka przestanku, w którym pociągi się nie krzyżują i nie zaopatrzonego w sygnały ostrzegowe nie są oddalone więcej, niż 200 *m*.

Przy kolejach miejscowych zmniejsza się powyższe odległości i to dla stacyj ze sygnałami ostrzegowymi aż do 100 *m* poza te sygnały, dla stacyj bez sygnałów ostrzegowych aż do 400 *m* poza końcem iglicy ostatniej zwrotnicy, a dla przestanków bez krzyżowania pociągów aż do 100 *m*, mierząc od ich środka.

Przy mostach o długości ponad 20 *m* między belkami żwirowemi należy umieścić poręcze bez wyjątku, a gdzie się znajdują skrzydła równoległe, należy je przedłużyć przez te skrzydła“.

Poręcze dla mostów blaszanych robimy zawsze żelazne, ustrój ich jest dla mostów kolejowych zwykle bardzo prosty. W odstępach około 2 *m* zwykle umieszczamy słupy *(n. Geländ-*

derpfosten, fr. poteau, a. post) (tabl. 22. rys. 1., tabl. 19. rys. 1.), które łączymy poziomym pochwytem *(n. Handleiste fr. main courante, lisse a. handrail, breastlie, headtie)*, a powstałe stąd prostokąty wypełniamy najczęściej jednym lub dwoma prętami poziomymi (tabl. 19. rys. 1. i 2., tabl. 24. rys. 7.) lub pionowymi (rys. 5.) albotéż kratą o mniej lub więcej zawiłym wzorze (tabl. 18. rys. 9.).

Słupy mogą być albo z żelaza lanego (tabl. 3. rys. 4., tabl. 30. rys. 2.), albotéż z kutego (tabl. 22. rys. 1. i 2.). Słupy o przekroju najczęściej rurowym przytwierdza się do krawężnika rozszerzoną nóżką (tabl. 19. rys. 2.) i dwiema śrubami 18 do 20 *mm* grubemi. Należy się jednak starać, aby pod każdym słupem znajdował się podkład lub wspornik, przez który przeciągamy śruby (tabl. 3. rys. 4.). Odstęp słupów musi być ze względów estetycznych równy, odstęp podkładów musi się do tego stosować. Przy użyciu belek chodnikowych łączymy wprost z niemi (tabl. 15. rys. 3.).

Słupy z żelaza kutego robimy z żelaza kwadratowego lub najczęściej z kształtówek *T*, *U*, lub kątówek (tabl. 22. rys. 1. i 2.). Słupy te przytwierdzamy do podkładów zapomocą śrub albo poziomych (tabl. 24. rys. 8.), albotéż pionowych, przyczem słupek zaginamy i przynitowaną kątówką nóżkę rozszerzamy (tabl. 22. rys. 2.), albotéż zastrzałem go podpieramy (tabl. 24. rys. 5.). Do żelaznych części belki przytwierdzamy słupek albo zapomocą blachy węzłowej (tabl. 24. rys. 9.), zapomocą rozszerzonej jak poprzednio nóżki lub zapomocą kątówek (tabl. 24. rys. 6., tabl. 30. rys. 1.). Jeżeli słupek przytwierdzić mamy do muru, to albo wpuszczamy śruby albo nacięty słupek do muru (tabl. 19. rys. 5.) i zalewamy ołowiem lub cementem.

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

O pochwycie poręczowym i wypełnieniu mówić będziemy obszerniej przy poręczach mostów drogowych.

Ciężar obu poręczy na *mb* mostu wynosi w przybliżeniu

$$g = 40 \text{ do } 60 \; kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 57)$$

§. 33. Tężniki poziome.

W §. 12. mówiliśmy o tężnikach pionowych, które urządzamy, aby zapobiec odkształceniu obrotowemu mostu w kie-

runku prostopadłym do osi mostu, spowodowanemu przez siły poziome. Jeżeli jednak zauważymy odkształcenie belek przez siły poziome w płaszczyźnie poziomej, to urządzenie tężników pionowych sprawi tylko, że te siły rozłożą się równo na wszystkie belki główne.

Aby więc to odkształcenie poziome, a zatem i wywołane niem natężenie zmniejszyć, musimy połączyć belki kratą poziomą czyli tężnikami poziomymi (n. *Horizontalverstrebung*, *Windstreben*, fr. *contreventement*, a. *horizontal bracing*, *wind bracing*, cz. *závětrování*), które zatem wraz z pasami belek głównych i rozporami lub poprzecznicami tworzą poziomą belkę kratową (t. 29. r. 1.).

Poprzecznice lub rozpory dzielą tę belkę poziomą na przedziały, w których umieszczamy tężniki poziome, o ile możności, pod kątem 45°*) (tabl. 10. rys. 4., tabl. 9. rys. 4.). Tego jednak nie możemy zawsze osiągnąć, gdyby więc kąt za bardzo różnił się od 45°, gdyby mianowicie przekraczał 60°, to urządzamy tężniki przez dwa przedziały (t. 68. r. 15.).

Tężniki robimy z żelaza płaskiego (tabl. 10. rys. 4.), okrągłego lub kątówek (tabl. 2. rys. 3.). Tężniki z żelaza płaskiego, które z powodu, że wiatr może wywierać parcie z obu stron mostu, muszą być rozumie się podwójne, mają tę wadę, że wskutek ciężaru własnego się wygiuają i zaczynają działać dopiero wtedy, gdy belka dość znacznie się wygnie. Dla małych długości jednak zwłaszcza, gdy jeszcze w środkowych punktach podeprzemy tężnik, łącząc go n. p. z podłużnicą, możemy użyć także żelaza płaskiego. W Ameryce ogólnie używają żelaza okrągłego, które nadaje się do połączeń przegibnych. U nas zwykle robimy jednak tężniki poziome z kątówek.

Zazwyczaj używamy kraty podwójnej, jeżeli jednak dajemy kątówki, to dla małych rozpiętości możemy też użyć kraty pojedynczej (tabl. 19. rys. 7.) co jednak rzadko się robi. Przy kracie podwójnej zwykle jedną kątówkę dajemy żebrem do góry, drugą żebrem na dół, aby uniknąć przecięcia się kątówek we środku.

Tężnik przytwierdzamy zapomocą blachy węzłowej do poprzecznicy lub rozpory i do pasu belki głównej. — Jeżeli po-

*) p. Podręcznik Teoryi Mostów I. t. 1. str. 95.

przecznica spoczywa na dolnym pasie belki głównej, to umieszczamy blachę węzłową w A (tabl. 68. rys. 18.) i przytwierdzamy ją tak do pasu belki głównej, jak i do poprzecznicy (tabl. 3. rys. 4.). Jeżeli zaś poprzecznica leży wyżej, to przytwierdzamy blachę węzłową w B (tabl. 68. rys. 18.) tylko do poprzecznicy (tabl. 2. rys. 3., tabl. 4. rys. 1.). W pierwszym wypadku blacha węzłowa jest trapezowa, w drugim trójkątna.

Obliczenie tężników 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 tężników poziomych mostów blaszanych, lecz przyjmujemy słabe kątówki n. p. $\frac{70.70}{8}$; w Prusiech przepisano użycie kątówek $\frac{80.80}{10}$.

Ciężar tężników poziomych wynosi w przybliżeniu wedle Winklera

$$g = 17 + 1{\cdot}8\, l \ldots kg/m \quad \ldots\ldots\ldots \quad 58)$$

§. 34. Urządzenie w łukach.

Jeżeli most kolejowy leży w łuku (n. *Brücke im Bogen*, fr. *pont en courbe*, cz. *most v oblouku zakřiveny)*, 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 długości l mostu $f = \frac{l^2}{8r}$, oprócz tego może zajść potrzeba rozszerzenia mostu z powodu przechyłki toru. Jeżeli szerokość normalna jest b, to powiększa się ona najprzód o strzałkę f, potem o z z powodu przechyłki toru, więc

$$b_1 = b + f + z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 59)$$

Z rys. (t. 84. r. 4.) widzimy, że gdy h oznacza przechyłkę toru a s szerokość toru, to dla $s = 1{\cdot}5$ i $0{\cdot}76 < t < 3{\cdot}05$

$$z = \frac{h}{1{\cdot}5} t, \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 60)$$

dla $t > 3{\cdot}05$

$$z = \frac{3{\cdot}05}{1{\cdot}5} h = 2{\cdot}03 h \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 61)$$

Podobnie otrzymamy dla kolei wąskotorowych, jeżeli $s = 1\,m$,

dla $0{\cdot}2 < t < 2{\cdot}9$ $\quad z = ht$

„ $t > 2{\cdot}9$ $\quad z = 2{\cdot}9t$ $\quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 62)$

zaś jeżeli $s=0{\cdot}75\ m$

dla $t<2{\cdot}5$ $\quad z=\frac{h}{0{\cdot}25}t$

„ $t>2{\cdot}5$ $\quad z=\frac{2{\cdot}5}{0{\cdot}25}t=3{\cdot}33t$ . . . . . 63)

Z powodu przechyłki toru i siły odśrodkowej ciśnienie obu kół jednej osi nie będzie 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 odnośne w moście w łuku leżącym C_1 i C_2 (tabl. 20. rys. 5.), to wskutek siły odśrodkowej $O=\frac{2Cv^2}{gr}$ powstają oddziaływania pionowe dC, przyczem

$$dC.s=\frac{2Cv^2}{gr}.H \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 64)$$

W równaniu tem oznacza v chyżość pociągu, g przyspieszenie ciężkości a r promień krzywizny toru.

Wskutek przechyłki toru h, ciężar $2C$ przesuwa się o e od środka, przyczem $e=H\,sin\,\alpha=\frac{Hh}{s}$, więc z tego powodu

$$C_1=\frac{2C\left(\frac{s}{2}+\frac{Hh}{s}\right)}{s}=C\left(1+\frac{2Hh}{s^2}\right).$$

Uwzględniwszy jednak zmniejszone ciśnienie o dC, otrzymamy ostatecznie

$$C_1=C\left[1+\frac{2H}{s}\left(\frac{h}{s}-\frac{v^2}{gr}\right)\right]$$
$$C_2=C\left[1-\frac{2H}{s}\left(\frac{h}{s}-\frac{v^2}{gr}\right)\right] \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 65)$$

Przechyłkę h przyjmuje się zwykle odpowiednią największej chyżości c, więc $\frac{c^2s}{gr}$, albo jeszcze większą. (Przy kolei Państwowej austryackiej wynosi dla kolei głównych $h=\frac{36}{r}$, dla miejscowych $h=\frac{30}{r}$ w m a najwyżej $15\,cm$) (t. 26.). Jeżeli $h=\frac{c^2s}{gr}$, to

dla $v=c$ $C_1=C_2=C$. Dla pociągów ciężarowych niech będzie $v=\frac{c}{2}$, te

$$\left.\begin{aligned} C_1 &= C\left(1+\frac{2H}{s}\frac{3c^2}{4gr}\right)=C\left(1+\frac{3Hh}{2s^2}\right)=C(1+k) \\ C_2 &= C\left(1-\frac{2H}{s}\frac{3c^2}{4gr}\right)=C\left(1-\frac{3Hh}{2s^2}\right)=C(1-k) \end{aligned}\right| \quad \ldots \quad 66)$$

Jeżeli *najw* $h=15\ cm=0{\cdot}1\ s$, $H=0{\cdot}9s$, to

$$najw\ k=\frac{3.0{\cdot}9s.0{\cdot}1\ s}{2s^2}=0{\cdot}135,$$

więc $C_1=1{\cdot}135C$, $C_2=0{\cdot}865C$.

Jeżeli pociąg stanie na moście, to $v=0$, zatem

$$\left.\begin{aligned} C_1 &= C\left(1+\frac{2Hh}{s^2}\right)=C(1+k_1) \\ C_2 &= C\left(1-\frac{2Hh}{s^2}\right)=C(1-k_1) \end{aligned}\right| \quad \ldots \ldots \quad 67)$$

przyczem $k_1=\frac{1}{3}k$.

Położenie toru na moście powinno być takie, aby obie belki główne miały równe *najw* momenty. Nazwijmy odstępy środka toru w środku rozpiętości O_1 i O_2, to Winkler oblicza te długości dla tego przypuszczenia i dla ciężaru zastępczego *) i otrzymuje

$$\left.\begin{aligned} O_1 &= \tfrac{1}{2}b+\frac{3Hh}{8s}+\tfrac{1}{6}f \\ O_2 &= \tfrac{1}{2}b-\frac{3Hh}{8s}-\tfrac{1}{6}f \end{aligned}\right| \quad \ldots \ldots \quad 68)$$

przyczem strzałka $f=\frac{l^2}{8r}$.

Jeżeli wstawimy w równ. 68) $H=0{\cdot}9s$, to otrzymamy

$$\left.\begin{aligned} a_1 &= \tfrac{1}{2}b+0{\cdot}34h+0{\cdot}02\frac{l^2}{r} \\ a_2 &= \tfrac{1}{2}b-0{\cdot}34h-0{\cdot}02\frac{l^2}{r} \end{aligned}\right| \quad \ldots \ldots \quad 69)$$

Wzoru tego jednak ściśle trzymać się nie mamy potrzeby, zwłaszcza przy większych rozpiętościach o przekroju zmiennym, bo w każdym razie trzeba będzie wtedy jedną belkę zrobić inną, niż drugą.

*) Winkler, Querconstructionen str. 20.

Rozporządzenie ministeryalne bawarskie brzmi: Przy mostach w łukach należy oś mostu ułożyć równolegle do cięciwy a to w odstępie $^1/_3$ strzałki łuku i należy przy łuku wewnętrznym leżącą belkę główną lub podłużnice obliczyć przy uwzględnieniu przechyłki bez względu na ciśnienie większe wskutek siły odśrodkowej w ten sposób, że zwykle dla obu belek należy powiększyć momenty i siły poprzeczne o z obliczenia wynikający procent, przyczem należy przyjąć wysokość środka ciężkości parowozu (H)1·5 m nad szynę.

Obliczenie belek głównych najlepiej da się wykonać zapomocą linij wpływowych. Zwrócić tu musimy uwagę, że wedle równ. 65 do 67 ciśnienie na wewnętrzny tok C_1 jest największe dla $v=0$, na zewnętrzny dla $v=c$. Belkę główną wewnętrzną obliczaćby należało dla pierwszego, zewnętrzną dla drugiego założenia. Na tej podstawie dadzą się w każdym punkcie belki wyznaczyć ciśnienia na obie belki D_1 i D_2, jeżeli w tym przekroju stoi oś. Jeżeli to zrobimy dla kilku przekrojów, otrzymamy linie krzywe (t. 84. r. 6.). Linie te wyznaczają nam spółczynniki $\frac{D}{C} \gtrless 1$, któremi pomnożyć musimy rzędne linij wpływowych w rozmaitych punktach. Jeżeli to zrobimy, to otrzymamy wszystkie linie wpływowe nie proste, lecz nieco zakrzywione (tabl. 84. rys. 7.).

Pod względem urządzenia podłużnic rozróżniamy dwa wypadki.

I. Podłużnice są symetrycznie rozmieszczone. Zwykle rozmieszczamy podłużnice symetrycznie do osi mostu (tabl. 20. rys. 5.) ze względu na prostsze wykonanie. Jeżeli zauważymy poprzecznicę EF, na której oś toru odchyla się od osi mostu o x, jeśli dalej nazwiemy O_1 i O_2 ciśnienia na podłużnicę w G i H, to

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

a ze względu na 66)

$$\left.\begin{aligned} O_1 &= C\left(1+\frac{2x+ks}{c}\right) \\ O_2 &= C\left(1-\frac{2x+ks}{c}\right) \end{aligned}\right| \quad \ldots\ldots\ldots \quad 70)$$

Moment w punkcie G poprzecznicy 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 $$M'=\frac{C}{2b}(b-2x-ks)(b-c)$$ . . . . . 71)

Ponieważ x zmienia się dla każdej poprzecznicy, więc też dla każdej poprzecznicy otrzymamy inny *najw M*. Przytem należy w równ. 71) k wprowadzić takie, aby M i M' było jak największe, a więc dla M dla strony wewnętrznej dla pociągów ciężarowych $k=0{\cdot}135$ albo nawet dla $v=0$, $k_1=0{\cdot}18$, zaś dla strony zewnętrznej dla pospiesznych, więc $k=0$. Chcąc urządzić wszystkie poprzecznice jednakowo, musimy dla każdej z nich wykreślić odnośne momenty i obliczyć przekrój według obwiedni momentów (tabl. 20. rys. 6 *a*).

II. Podłużnice są niesymetrycznie umieszczone.

Możnaby urządzić jeszcze podłużnice niesymetrycznie względem osi mostu w stałych odstępach od szyn (tabl. 20. rys. 5. linia kreskowana).

Tu otrzymamy ciśnienia na poprzecznicę O_1 i O_2 z równ. 70), jeśli zrobimy $x=o$, więc

$$O_1=C\left(1+\frac{ks}{c}\right)$$

$$O_2=C\left(1-\frac{ks}{c}\right)$$ . . . . . 72)

Ciśnienie na belkę główną O'_1 (t. 68. r. 17.) otrzymamy

$$O'_1=\frac{1}{b}\left[O_1\left(\frac{b}{2}+x+\frac{c}{2}\right)+O_2\left(\frac{b}{2}+x-\frac{c}{2}\right)\right]=$$

$$=\frac{(O_1+O_2)(b+2x)+(O_1-O_2)c}{2b},$$

albo po wstawieniu wartości za O_1 i O_2

$$O'_1=\frac{C}{b}(b+2x+ks)$$

a $$O'_2=\frac{C}{b}(b-2x-ks),$$

a 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 moment w H

$$M_2 = O'_2\left(\frac{b}{2} + x - \frac{c}{2}\right) = \frac{C}{2b}(b + 2x - c)(b - 2x - ks) \quad \ldots 73)$$

I tu zmienia się x dla każdej poprzecznicy i wartość za k przyjmujemy dla wewnętrznej strony dla pociągów ciężarowych, zaś dla zewnętrznej równą zeru. Wykreśliwszy dla wszystkich poprzecznic w ten sposób odnośne linie momentów, obliczamy przekrój wedle obwiednej momentów (t. 20. r. 6 *b*).

Ustrój I. łatwiejszy jest w wykonaniu, za to podłużnice są rozmaicie natężone; przy ustroju II. sprawia trudności ukośne połączenie podłużnic z poprzecznicami. Przy małych mostach lepiej zatem używać ustroju I., który też jest prawie wyłącznie używany.

Podkłady są przy ustroju I. rozmaicie natężone; obliczamy przekrój wedle *najw M*, które otrzymamy dla tego podkładu, dla którego przesunięcie osi jest największe, we środku mostu lub na podporze.

Podłużnice są także rozmaicie natężone. Zwykle robimy je jednak jednakowe i obliczamy wedle *najw M* dla największego przesunięcia toru.

Przechyłka. Mówiliśmy już, że urządzamy szynę zewnętrzną w łuku wyżej o przechyłkę h. Na moście można tę przechyłkę w rozmaity sposób osiągnąć:

a) Jeżeli podkłady poprzeczne leżą wprost na belkach głównych, to albo α) podkładamy pod zewnętrzną szynę beleczkę podłużną drewnianą (tabl. 68. rys. 16*a*) albo też β) belkę równoległą do podkładu (tabl. 44. rys. 5.), dalej γ) między belkę główną a podkład poprzeczny podkładkę drewnianą (tabl. 68. rys. 16*b*, tabl. 44. rys. 4. i 7.) lub δ) podkładkę żelazną (tabl. 26. rys. 1.), lub wreszcie ε) kładziemy zewnętrzną belkę główną wyżej od wewnętrznej (tabl. 25. rys. 1.). Ustrój α) i β), używany często w Austryi, ma tę wadę, że siła odśrodkowa stara się tę belkę wywrócić i przesunąć. Pod tym względem lepszym jest ustrój β, przy ustroju γ leży lepiej dylina na moście, większa też jest stałość całego zespołu. Ustrój ε mało jest używany

z powodu niesymetrycznych tężników poprzecznych. Ze względu na znaczną siłę, działającą na podkładkę, robimy ją często wedle *ô* żelazną (t. 25. r. 1. i 4.).

b) Jeżeli urządzimy poprzecznice, to zwykle belki główne znajdują się w jednej wysokości. Przechyłkę możemy wywołać pochyleniem poprzecznicy (tabl. 27. rys. 2.), albo też gdy poprzecznica jest pozioma, przytwierdzamy jednę podłużnicę wyżej od drugiej, przyczem podłużnice są albo pochylone (tabl. 27. rys. 3.), albo co częściej pionowe (tabl. 27. rys. 5., tabl. 27. rys. 1.), robimy jednę podłużnicę wyższą od drugiej (tabl. 27. rys. 13.), wreszcie możemy dać podłużnice w równej wysokości a pod podkład dać podkładkę żelazną (t. 27. r. 4.).

Jeżeli szyny leżą na podłużnych podkładach, to albo pochylamy poprzecznice, albo dajemy tylko pas ich górny pochyły lub też używamy nierównych podkładów.

Najprostszy ustrój otrzymamy, jeśli cały most, belki główne z pokładem i pomostem ułożymy ukośnie na ciosach podporowych, w różnej wysokości osadzonych (tabl. 38. rys. 1.). Ustrój ten jest najtańszy i statycznie najlepszy, bo wypadkowa z ciężaru 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.

§. 35. Mosty ukośne.

Jeżeli oś mostu przecina oś drogi lub rzeki pod mostem pod kątem ukośnym, wtedy powstaje pewna nieregularność pod względem urządzenia poprzecznic i rozpór. Mosty takie nazywamy u k o ś n y m i (n. *schiefe Brücke*, fr. *pont brais*, a. *skew-bridge*, cz. *most šikmy*). Mostów ukośnych blaszanych używamy dość często, bo nie przedstawiają tak znacznych trudności, jak n. p. mosty ukośne sklepione. Zawsze jednak jazda jest niespokojna i niejednakowe podparcie. Zasadą przytem jest, że poprzecznice i rozpory urządzamy zawsze prostopadle do belek głównych, aby połączenia były wygodne. Tylko przy małym ukosie czasem urządzano poprzecznice ukośne.

Co do zakończenia rozróżniamy kilka przypadków:

1) Jeżeli k ą t u k o s u (n. *Passagenwinkel*, cz. *uhel pasarni*) bardzo mało różni się od kąta prostego, to możemy wszystkie

poprzecznice lub rozpory ustawić prostopadle, jeśli oba łożyska umieścimy także w linii prostopadłej do belek (tabl. 29. rys. 1.), a zatem gdy na ukośnych przyczółkach ustawimy most prosty. Wskutek tego powiększa się jednak rozpiętość mostu, powiększenie to jest przytem tem mniejsze, im mniejszy jest odstęp belek głównych. Przy mostach dwutorowych dla każdego toru robimy osobny most.

2) Przy większym ukosie wypadłby mur przyczółkowy za gruby, wtedy urządzamy łożyska równoległe do przyczółka, poprzecznice i rozpory wszystkie prostopadle do osi (tabl. 29. rys. 2.).

3) Przy większym jeszcze ukosie musimy połączyć końce belek głównych poprzecznicami lub rozporami ukośnemi (fr. *gardegrève)* (tabl. 27. rys. 14.), przyczem możemy łatwo tak urządzić, aby długość *CD* była równą *DF*, odstępowi normalnemu poprzecznic, albo przynajmniej rozpiętość podłużnic nie była większa.

4) Jeżeli kąt ukosu jest bardzo mały (około 60°), to może się zdarzyć, że chociaż punkty *A* i *B* jak najwięcej zbliżymy, *CD* będzie większe niż normalny odstęp poprzecznic, wtedy musimy jeszcze wstawić jednę lub więcej poprzecznic prostopadłych krótszych, które opierają się o poprzecznicę ukośną skrajną (tabl. 29. rys. 3., tabl. 31. rys. 1., tabl. 83. rys. 3.). Takich zawiłych ustrojów należy jednak unikać. Jeżeli ukośna poprzecznica jest bardzo długa, to podpiera się ją jeszcze po środku łożyskiem (t. 83. r. 3.).

5) W takich wypadkach lepiej jest opuścić zupełnie poprzecznicę ukośną i podłużnice lub poprzecznice wprost oprzeć na murze zapomocą łożysk (tabl. 27. rys. 7., tabl. 84. rys. 1., tabl. 64. rys. 7.).

Ukośną poprzecznicę z belkami głównemi lub podłużnicę z ukośną poprzecznicą można połączyć w trojaki sposób, albo zapomocą ukośnych kątówek (tabl. 27. rys. 11.), albo zapomocą prostokątnych kątówek i zgięcia ścianki (tabl. 27. rys. 12.) albo zapomocą blach zginanych (r. 8. i 9.).

Wprawdzie pierwszy sposób połączenia zapomocą ukośnych kątówek jest lepszy, ale wymaga dla każdego kąta ukosu innych kątówek, co jest niewykonalnem. Czasem w tym celu zmieniano nieco kąt ukosu, mając n. p. w zapasie kątówki

ukośne pod kątem 60°. Z powodów powyższych drugi sposób (tabl. 31. rys. 1.) jest częściej używany, chociaż połączenie jest mimośrodkowe, więc całe połączenie narażone jest na skręcenie.

Trzeci nareście sposób polega na użyciu blach zginanych (tabl. 27. rys. 8., 9., 10), które z jednej strony zginamy dwa razy w celu uniknięcia kąta ostrego. Ponieważ połączenie takie zawsze jest słabym punktem zeskładu, więc lepiej podeprzeć w tym wypadku poprzecznicę bezpośrednio, opierając ją na dolnym pasie lub na wspornikach.

Aby otrzymać o ile możności belki główne symetryczne, dobrze jest, jeśli można, uzyskać, aby $CD = a_1 = b \operatorname{st} \beta = a$, jeżeli b oznacza szerokość mostu, β kąt ukosu a a odstęp poprzecznic. Jeżeli a_1 jest mniejsze od a, to belka główna nie będzie symetryczną.

Jeżeli szerokość drogi jest bardzo wielka w stosunku do rozpiętości, to gdy pomost jest górą, może się okazać odpowiedniejszem urządzić belki główne prostopadle. Wtedy podparte są belki główne środkowe na przyczółkach, skrajne zaś na przyczółku i belce ukośnej (t. 88. r. 5.).

Szerokie mosty kolejowe urządzamy też czasem jako mosty wachlarzowate (n *Fächerbrücken*). Bardzo wygodne jest także urządzenie, jeżeli każdy tor podparty jest parą belek równoległych (tabl. 84. rys. 3.). Tylko między belkami zostają wtedy płaszczyzny trapezowe, które musimy odpowiednio przykryć pomostem. Dla mostów drogowych lub kolejowych z pomostem żwirowanym układa się belki główne, o ile możności, równolegle, aby tylko między dwiema belkami powstał trapez.

§. 36. Zakończenie mostu.

Aby odgraniczyć nasyp lub żwir od mostu, podwyższamy przyczółek poza belkami mostowemi, a część tę przyczółka nazywamy murem zamykającym lub żwirowym (n. *Abschlussmauer*, *Schottermauer*) (tabl. 10. rys. 2.), o którym mówiliśmy w innej części wykładów*). Między murem żwirowym a końcem belek głównych należy zostawić odstęp 2·5 do 5 *cm*, aby umożliwić belkom przedłużenie się i ułatwić zestawienie.

*) p. Przyczółki i filary kamienne str. 5.

Na mur zamykający kładziemy zwykle próg zamykający, żwirowy (n. *Mauerschwelle*), na którym opieramy szyny (tabl. 6. rys. 1*a*). Ustrój ten ma jednak wielką wadę, albowiem wstrząśnienia przenoszą się wtedy wprost na słaby mur zamykający, który niszczeje w krótkim czasie. W celu lepszego zachowania go, kładzie się często pod próg zamykający ciosy.

Lepiej jest nie używać muru zamykającego do podparcia szyny, w takim razie dajemy ostatni podkład na samym końcu belki i zakrywamy otwór między murem żwirowym a belką dylem, przylegającym do podkładu. Następny podkład kładziemy w żwirówce jak najdalej (tabl. 37. rys. 2.). Zamiast dylu używać możemy do odgraniczenia żwiru także i muru żwirowego bardzo wąskiego (tabl. 29. rys. 7.). Przy moście pod Catlenburg byłby przy tem urządzeniu odstęp podkładów za wielki, aby go zmniejszyć umieszczono podkład ostatni mostowy na wsporniku (tabl. 29. rys. 8.).

Jeżeli szyna spoczywa na podkładach podłużnych, to podkład ten przerywamy przed progiem żwirowym (tabl 12. rys. 2. i 3.), lub łączymy podkład podłużny z progiem żwirowym zamkiem zwyczajnym (t. 31. r. 3.).

Jeżeli most jest ukośny, to możliwe są trzy urządzenia:

1) Próg zamykający jest ukośny, równoległy do przyczółka, położenie podkładów sąsiednich po obu stronach jego zbliża się coraz bardziej do prostopadłego (tabl. 28. rys. 1., tabl. 34. rys. 2.), jednak w ten sposób, żeby odstęp podkładów nigdzie nie był większy od normalnego.

2) Wszystkie podkłady są prostopadłe do osi mostu, podkłady na przyczółku nie kładziemy wprost na murze, lecz na progu zamykającym (t. 68. r. 20., t. 29. r. 2.).

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

Co do pierwszych dwu ustroi, to zarzucają ustrojowi drugiemu, że podkłady niektóre leżą równocześnie na drzewie i belce żelaznej lub na żwirze i drzewie, a więc niejednostajnie są podparte, dlatego też ten ustrój rzadko jest używany. Lecz i przy pierwszym ustroju także oś jedna jest niejednostajnie

podparta, bo jedno koło znajduje się na murze, drugie na belce żelaznej. Są to jednak w ogóle wady mostów ukośnych, których belki główne także pracują niejednostajnie. Przy bardzo ukośnych mostach używamy drugiego, a przy krótkich mostach trzeciego sposobu.

Wedle sposobu pierwszego układamy też zoresówki, jeżeli pomost jest żwirowany wachlarzowato (tabl. 84. rys. 5.) albo też prostopadle, wtedy mają one niejednakową długość (rys. 5.).

§. 37. Mosty w spadzie.

Jeżeli most jest w spadzie *(fr. à pente)*, to niższe łożysko robimy stałe, a przy znaczniejszym spadzie przytwierdzamy u spodu belki podpórkę trójkątną, którą opieramy o mur (tabl. 28. rys. 3.).

Jeżeli kąt nachylenia do poziomu jest α a rozpiętość pozioma l, to rzeczywista jest $\frac{l}{\text{dost}\,\alpha}$, a każdy ciężar C rozkłada się na prostopadłą składową $P' = P\,\text{dost}\,\alpha$ i równoległą do belki $P'' = P\,\text{wst}\,\alpha$. Podczas gdy P' działa w ten sam sposób, jak P na belki poziome, P'' sprawia ciśnienie względnie ciągnienie podłużne w belce wedle tego czy łożysko stałe jest u góry, czy u dołu. Łożysko stałe musi być obliczone ze względu na siłę P''.

IV. Ciężar własny.

§. 38. Ciężar belek głównych.

Aby otrzymać wzory dla ciężaru własnego blaszanych belek głównych, będziemy się starali najpierw wyznaczyć ciężar teoretyczny (n. *theoretisches Gewicht)* belki t. j. taki, którybyśmy otrzymali, gdyby wszystkie części belki były tylko tak grube, jak tego teorya wymaga. W belce blaszanej n. p. teoretycznie musiałaby grubość nakładek zmieniać się ciągle (linia kropkowana tabl. 69. rys. 1.), gdy w rzeczywistości zmieniać się może tylko stopniowo. Nity, przykładki, żebra i t. d. zwiększają jeszcze ciężar teoretyczny. Aby więc otrzymać ciężar rze-

czywisty, musimy pomnożyć go pewnym spółczynnikiem ustrojowym (n. *Constructions coefficient)*, zależnym od ustroju belki.

Jeżeli nazwiemy wysokość belki h, grubość ścianki c', rozpiętość l, długość belki l_1, przekrój 2 kątówek i nakładek jednego pasu w środku belki A_1, to objętość teoretyczna $V = c' h l_1 + \frac{4}{3} A_1 l_2$. Objętość rzeczywista więc będzie $V = \alpha c' h l_1 + \frac{4}{3} \beta A_1 l_2 + \delta . h l$ jeżeli α, β i δ są spółczynniki ustrojowe. Trzeci wyraz dodaliśmy ze względu na stężenie kraty, które wzrasta w stosunku wysokości.

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

Wstawiwszy wartość, otrzymamy $\tau \left(\frac{1}{12} c' h^3 + 2 A \frac{h^2}{4} \right) = \frac{1}{2} q x (l - x) . \frac{h}{2}$, a stąd $c' h^2 + 6 A h = \frac{3 q x (l - x)}{\tau}$, więc $A = \frac{q x (l - x)}{2 \tau h} - \frac{1}{6} c' h$.

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

dla $A = 0$ niech będzie $x = x_0$, więc $0 = \frac{q x_0 (l - x_0)}{2 \tau h} - \frac{1}{6} c' h$, stąd

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

Dalej mamy $l_2 = l - 2 x_0 = l \sqrt{1 - \frac{4 \tau h^2 c'}{3 q l^2}} = l \left(1 - \frac{2 c' h^2 \tau}{3 q l^2} \right)$ 74)

A zatem

$$V = \alpha c' h l_1 + \frac{4}{3} \beta \frac{q l^2}{3 \tau h} \left(1 - \frac{4 c' \tau h^2}{3 q l^2} \right) . l . \left(1 - \frac{2 c' h^2 \tau}{3 q l^2} \right) + \delta h l,$$

jeżeli dodamy trzeci wyraz $\delta h l$ jako ciężar żeber i blach kątowych, służących do przytwierdzenia poprzecznic lub rozpór. Mamy więc

$$V = (\alpha - \tfrac{1}{9} \beta) c' h l + \tfrac{1}{6} \beta \frac{q l^3}{\tau h} + \tfrac{4}{5} \tfrac{4}{7} \frac{c'^2 \beta h^3 \tau}{q l} + \delta h l$$

albo opuściwszy trzeci bardzo mały wyraz i przyjąwszy

$$\alpha_1 = \alpha - \tfrac{1}{9} \beta, \quad \beta_1 = \tfrac{1}{6} \beta$$

$$V = \alpha_1 c' h l + \beta_1 \frac{q l^3}{h \tau} + \delta h l$$

Stąd otrzymamy ciężar jednej belki blaszanej na m. b., wstawiwszy $M = \frac{1}{8} q l^2$,

$$g_1 = \alpha_1 \gamma c' h + 8 \beta_1 \gamma \frac{M}{h \tau} + \delta \gamma h = \alpha_2 c' h + \beta_2 \frac{M}{h \tau} + \delta_2 h \; kg/m \; , \quad . \; . \; . \; 75)$$

jeżeli $\alpha_2 = \alpha_1 \gamma$ i $\beta_2 = 8 \beta_1 \gamma$

Spółczynniki α_2, β_2 i δ_2 otrzymamy przez porównanie z wykonanymi mostami. — Jeżeli przyjmiemy c' w mm, l i h w metrach, τ w kg/cm^2, M, moment obciążenia całkowitego jednej belki, w tm, to otrzymamy w przecięciu

dla $l < 10\,m$ $\alpha_2 = 7{\cdot}95$

„ $l > 10\,m$ $\alpha_2 = 8{\cdot}75$

$\beta = 1480$, $\gamma = 226$.

Jeżeli więc przyjmiemy $c' = 10$, to otrzymamy

$$\left.\begin{array}{l} \text{dla } l < 10\,m \quad g_1 = 102{\cdot}1\,h + 1480 \dfrac{M}{h\,\tau} \\ \text{dla } l > 10\,m \quad g_1 = 110{\cdot}1\,h + 1480 \dfrac{M}{h\,\tau} \end{array}\right| \quad . \; . \; . \; . \; . \; 76)$$

Dla mostów kolei głównych mamy wedle rozporządzenia ministeryalnego dla jednej belki

dla $l =$	2	5	10	15 m
$M_p =$	4·07	18·0	53·2	98·5 tm

Jeżeli teraz przyjmiemy tymczasowo ciężar własny całkowity dla połowy mostu, to otrzymamy następną tabliczkę, przyjąwszy $h = \frac{l}{10}$, $\tau = 700$, bo przekroju nie zawsze można tak dobrać, aby τ było takie, jak wedle rozporządzenia.

dla $l =$	2		5			10		15	
pomost	górą	dwojaki	górą	dwojaki	wgłębiony	górą	dołem	górą	dołem
g	0·41	0·31	0·5	0·42	0·54	0·59	0·62	0·67	0·96 t/m
M_g	0·20	0·16	1·16	1·31	1·69	7·37	7·75	18 85	27·0 tm
$M_z = M_g + M_p$	4·27	4·23	19·2	19·3	19·7	60·6	61·0	117·4	125·5 tm
g_1	67·7	67·2	137·2	137·7	139·4	239·8	240·6	332·6	344·1 kg/m

W przybliżeniu możemy więc średnio napisać dla ciężaru jednej belki blaszanej mostu kolejowego jednotorowego dla kolei głównej

$$g_1 = 21\,l + 25 \; kg/m \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 77)$$

Rozumie się, że wzór ten jest tylko przybliżony, a dla dwojaków, dla których δ jest znacznie większe daje wyniki za małe.

Dla kolei drugorzędnych (80%) przyjmujemy M o 20% mniejsze, otrzymamy więc

dla $l=$	2	5	10	15 m pomost górą	dołem	
$g_1=$	58·0	121·0	214·2	299·2	308·4	kg/m

Możemy więc przyjąć ciężar jednej belki blaszanej

$$g_1 = 191 + 20\ kg/m \quad \ldots\ldots\ldots 78)$$

Dla kolei miejscowych i wąskotorowych o szerokości toru 0·75 m przyjmiemy ciężar ruchomy o 40%, ciężar własny o 20% mniejszy, $\tau = 700\ kg/cm^2$, $\frac{h}{l} = \frac{1}{12}$, więc

dla $l=$	2	5	10	15 p. górą	p. dołem	
$M_p=$	2·44	10·8	31·9	59·1	59·1	tm
$M_g=$	0·15	1·0	6·1	15·1	21·6	„
$M_z=$	2·59	11·8	38·0	74·2	80·7	„
$g_1=$	49·9	102·4	181·4	263·2	214·2	kg/m

Możemy więc napisać w przybliżeniu

$$g_1 = 181 + 18\ kg/m \quad \ldots\ldots\ldots 79)$$

§. 39. Ciężar podłużnic.

1) Jeżeli podłużnice są kształtówkami I, to $\frac{M}{\tau} = \frac{I}{e}$.

Z porównania $\frac{I}{e}$ z ciężarem g kształtówek na m. b. otrzymujemy w przybliżeniu ciężar jednej podłużnicy na m. b.

$$\text{dla } M < 5\ tm \quad g = 11 + 7200\frac{M}{\tau}\ kg/m,$$

$$\text{dla } M > 5\ tm \quad g = 25 + 4900\frac{M}{\tau}\ kg/m,$$

jeżeli M oznacza największy moment w tm, a τ natężenie dopuszczalne w kg/cm^2, a że niezawsze znajdziemy przekrój teoretyczny, więc dodamy jeszcze 5%, a więc

$$\left.\begin{array}{l}\text{dla } M < 5\ tm\ g = 12 + 7560 \\ \text{dla } M > 5\ tm\ g = 27 + 5145\end{array}\right\} \frac{M}{\tau}\ kg/m \quad \ldots\ldots 80)$$

Zamiast dla mostu drogowego ustawiać wozy jednem kołem na podłużnicy według §. 24. (tabl. 68. rys. 8.), przyjąć

możemy jeden tylko układ ciężarów skupionych, zwiększając je odpowiednio według następnej tabliczki.

Zamiast ciężarów 8 *t*, 1·5 *t* i 0·75 *t* na jedno koło, przyjąć należy dla odstępu *c* podłużnic

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	2·04	2·25	2·50	2·70	2·96	3·24	*t*
III. „ *C* =	0·75	0·76	0·83	0·94	1·02	1·17	1·36	1·56	1·78	2·12	*t*

W przybliżeniu możemy więc przyjąć

dla drogi I. klasy $C = 1{\cdot}7 + 1{\cdot}7\,c\ t$
„ „ II. „ $C = 0{\cdot}7 + 1{\cdot}0\,c\ t$
„ „ III. „ dla $c \leqq 2\,m$ $C = 0{\cdot}1 + 0{\cdot}7\,c\ t$
„ $c > 2\,m$ $C = 0{\cdot}4 + 3\ \ c\ t$ . . . . . 81)

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

dla klasy I. *najw* $M = \frac{1}{4} C\,a = (0{\cdot}43 + 0{\cdot}42\,c)\,a\ tm$ *)
„ „ II. *najw* $M = \frac{1}{4} C\,a = (0{\cdot}18 + 0{\cdot}25\,c)\,a\ tm$
„ „ III. *najw* $M = \frac{1}{4} C\,a$
dla $c \leqq 2\,m$ $M = (0{\cdot}025 + 0{\cdot}18\,c)\,a\ tm$
„ $c > 2\,m$ $M = (0{\cdot}38 + 0{\cdot}75\,c)\,a\ tm$ . . . 82)
dla mostów dla pieszych *najw* $M = \frac{1}{8} g a^2 = 0{\cdot}057 c a^2\ tm$

Wstawiwszy te wartości w rów. 80) i dodawszy dla ciężaru własnego 10% dla pomostu drewnianego a 25% dla żwirowanego, przyjąwszy dalej $\tau = 750\ kg/cm^2$, otrzymamy, zważywszy, że tu zwykle $M < 5\ tm$ dla pomostu drewnianego

dla drogi I. klasy $g = 12 + 4{\cdot}8\,a(1 + c)\ kg/m$
„ „ II. „ $g = 12 + (2{\cdot}0 + 2{\cdot}8\,c)\,a\ kg/m$
„ „ III. „ $c \leqq 2{\cdot}0 m$ $g = 12 + (0{\cdot}28 + 2\,c)\,a\ kg/m$
$c > 2m$ $g = 12 + (-4{\cdot}2 + 8{\cdot}3\,c)\,a\ kg/m$ . . 83)
dla mostu dla pieszych $g = 12 + 0{\cdot}63\,a^2\,c\ kg/m$

Dla pomostu zaś żwirowanego otrzymamy

dla drogi I. klasy $g = 12 + 5{\cdot}4\,a(1 + c)\ kg/m$
„ „ II. „ $g = 12 + (2{\cdot}3 + 3{\cdot}2\,c)a\ kg/m$
„ „ III. „ $c \leqq 2\,m$ $g = 12 \div (0{\cdot}32 + 2{\cdot}3\,c)a\ kg/m$
$c > 2m$ $g = 12 + (-4{\cdot}8 + 9{\cdot}5\,c)a\ kg/m$ . . 84)
„ mostu dla pieszych $g = 12 + 0{\cdot}72\,a^2\,c\ kg/m$

*) p. Podr. Teoryi Mostów I. 2 wyd. str. 56. rów. 65.

Dla mostu kolejowego możemy przyjąć w przybliżeniu dla ciężaru koła C ciężar podkładów szyn, dyliny i podłużnicy $0{\cdot}03+0{\cdot}045\,C$ t/m, jako ciężar ruchomy zaś ciężar zastępczy wedle austr. rozporządzenia ministeryalnego. Dla kolei głównych otrzymamy wtedy w przybliżeniu

dla $a=$	1	2	3	4	m
najw $M=$	2·20	4·07	7·69	12·62	tm, a dla $\tau=700$ kg/cm^2
$g=$	35	54	81	120	kg/m,

więc w przybliżeniu dla kolei głównych

$$g=30\,a \text{ } kg/m \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 84)$$

Ponieważ największa kształtówka $J\,l.50$ ma moment oporu 2277, więc da się użyć dla momentu 15·9 tm, zatem dla

$$najw\ a=4{\cdot}3\ m.$$

Podobnie otrzymamy dla kolei drugorzędnych (80%)

dla $a=$	1	2	3	4	m
$M=$	1·76	3·27	6·15	10·1	tm
więc $g=$	32	47	71	103	kg/m

Możemy więc napisać w przybliżeniu

$$g=26\,a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 85)$$

Dla kolei miejscowych i wąskotorowych $s=0{\cdot}75$ m możemy napisać

$$g=20\,a \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 86)$$

2. Jeżeli jako podłużnic użyjemy belek blaszanych, to mamy wedle rów. 75) ciężar jednej podłużnicy

$$g_1=\alpha_2\,c'\,h+\beta_2\frac{M}{h\tau}+\delta\,h \ldots kg/m$$

Z porównania z wykonanymi mostami otrzymujemy, nie wliczając ciężaru kątówek, służących do połączenia z poprzecznicą, w przybliżeniu

$$\alpha_2=7{\cdot}8\,\beta_2=2570,\ \delta=0,\ \text{więc}$$

$$g=7{\cdot}8\,c'\,h+2570\frac{M}{h\tau} \quad \ldots\ldots\ldots 87)$$

Najmn g otrzymamy, jeśli pochodną tej funkcyi zrobimy równą zeru, więc

$$7{\cdot}8\,c'-\frac{2570\,M}{\tau\,h^2}=0,\ \text{stąd}$$

$$h=\sqrt{\frac{2570\,M}{7{\cdot}8\,c'\,\tau}}=18{\cdot}2\sqrt{\frac{M}{c'\tau}} \quad \ldots\ldots\ldots 88)$$

przyczem M wstawić należy w tm, c' w mm, τ w kg/cm^2,

a zatem dla tej wysokości

$$najmn\ g = 2\sqrt{2570.7{\cdot}8\frac{Mc'}{\tau}} = 283\sqrt{\frac{Mc'}{\tau}} = 15{\cdot}6\,c'h \quad . \quad 89)$$

Widzimy więc, że wtedy ciężar jednostkowy jest najmniejszy, gdy ciężar ścianki równa się ciężarowi kątówek i nakładek.

Wstawmy $c' = 10\ mm$ i dodajmy 6% z powodu, że nie zawsze użyć możemy najkorzystniejszej wysokości, to otrzymamy

$$g = 895\sqrt{\frac{M}{\tau}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 90)$$

Dla mostu drogowego wstawimy teraz momenty według rów. 82), powiększywszy je dla ciężaru własnego o 10% dla pomostu drewniauego, a 25% dla żwirowanego. Dalej przyjmiemy $\tau = 750\ kg/cm^2$, a otrzymamy dla pomostu drewnianego

dla klasy I.
$h = 0{\cdot}144\sqrt{a(c+1{\cdot}0)} = 0{\cdot}086(1+0{\cdot}70a)(1+0{\cdot}28c)$
dla klasy II.
$h = 0{\cdot}110\sqrt{a(c+0{\cdot}7)} = 0{\cdot}071(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}35c)$ . . 91)
dla klasy III.
$c \lessgtr 2\ h = 0{\cdot}0935\sqrt{a(c+0{\cdot}14)} = 0{\cdot}043(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}58c)$
$c > 2\ h = 0{\cdot}191\sqrt{a(c-0{\cdot}5)} = 0{\cdot}034(1+0{\cdot}56a)(1+0{\cdot}71c)$

a dla pomostu żwirowanego

dla klasy I.
$h = 0{\cdot}153\sqrt{a(c+1)} = 0{\cdot}092(1+0{\cdot}70a)(1+0{\cdot}28a)$
dla klasy II.
$h = 0{\cdot}1175\sqrt{a(c+0{\cdot}7)} = 0{\cdot}076(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}35a)$ . . 92)
dla klasy III.
$c \lessgtr 2\ h = 0{\cdot}0997\sqrt{a(c+0{\cdot}14)} = 0{\cdot}046(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}58a)$
$c \gtrless 2\ h = 0{\cdot}203\sqrt{a(c-0{\cdot}5)} = 0{\cdot}036(1+0{\cdot}56a)(1+0{\cdot}41a)$

Dalej wynosi ciężar jednej podłużnicy według 90) dla pomostu drewnianego

dla klasy I. $g = 13{\cdot}4(1+0{\cdot}70a)(1+0{\cdot}28c)$
„ „ II. $g = 11{\cdot}0(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}35c)$
„ „ III. $c \lessgtr 2m\ g = 6{\cdot}7(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}58c)$
$c > 2m\ g = 5{\cdot}3(1+0{\cdot}56a)(1+0{\cdot}71c)$ . . . . . 93)

a dla pomostu żwirowanego

dla klasy I. $g=14{\cdot}3(1+0{\cdot}7a)(1+0{\cdot}28a)$
„ „ II. $g=11{\cdot}8(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}35a)$
„ „ III. $c\leqq 2$ $g=7{\cdot}2(1+0{\cdot}5a)(1+0{\cdot}58a)$
$c\geqq 2$ $g=5{\cdot}6(1+0{\cdot}56a)(1+0{\cdot}41a)$ . . . . . 94)

Dla mostów kolejowych, przyjąwszy 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 $M=1{\cdot}6+0{\cdot}64\,a^2$, a stąd dla $\tau=650\ kg/cm^2$ i $c=10\ mm$ z rów. 88)

dla kolei głównych $h=0{\cdot}216\sqrt{1{\cdot}6+0{\cdot}64\,a^2}=0{\cdot}16+0{\cdot}15\,a\ cm$
Podobnie otrzymamy
dla kolei drugorzędnych 80% $h=0{\cdot}14+0{\cdot}13\,a$ „
„ „ miejscow. i wąskotor. ($s=0{\cdot}75\,m$) $h=0{\cdot}12+0{\cdot}11\,a$ „ 95)

Według 71) ciężar otrzymamy dalej jednej podłużnicy

dla kolei głównych $g=25+23\,a\ kg/m$
„ „ drugorzędnych (80%) $g=22+20\,a$ „
„ „ miejcow. i wąskotor. ($s=0{\cdot}75\ m$) $g=18+17\,a$ „ 96)

§. 40. Ciężar poprzecznic.

Nazwijmy c' grubość ścianki poprzecznicy blaszanej, wysokość jej h, b długość poprzecznicy, α i β spółczyniki ustrojowe dla ścianki i pasów, $\mathfrak{M}$ moment średni, δ ciężar kątówek do przytwierdzenia podłużnic dla $h=1$, to otrzymamy, podobnie jak w §. 38. rów. 75), ciężar jednej poprzecznicy

$$G=\alpha\gamma c'hb+2\gamma\beta\frac{\mathfrak{M}b}{h\tau}+\delta bh=\alpha_1 bc'h+\beta_1\frac{\mathfrak{M}b}{h\tau}+\delta bh \quad . \quad 97)$$

1. Mosty drogowe. Tu możemy przyjąć obciążenie zastępcze, któreśmy obliczyli w §. 28. Jeżeli q oznacza obciążenie zupełne, to $\mathfrak{M}=\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{8}aqb^2=\frac{1}{12}aqb^2$. Z porównania z mostami wykonanymi otrzymujemy spółczynniki ustrojowe $\alpha_1=7{\cdot}92$, $\beta_1=2400$, $\delta=\frac{25}{c}$, jeśli c' oznaczymy w mm, b, h, a, c w m, τ w kg/cm^2, q w t/m^2, więc

$$G=7{\cdot}92\,bc'h+200\frac{aqb^3}{\tau h}+\frac{25bh}{c}kg,$$

Wstawmy teraz $q=p+g+g_1$, jeśli g oznacza ciężar własny poprzecznicy a g_1 ciężar pomostu i podłużnic na m^2, więc $aqb=\frac{G}{1000}+a(p+g_1)b$.

$$\text{Więc} \quad G=\frac{7{\cdot}92\,c'h+200\,\frac{ab^2(g_1+p)}{h\tau}+25\frac{h}{c}}{1-0{\cdot}2\,\frac{b^2}{h\tau}}.b.$$

Ponieważ mianownik ma średnio wartość 0·983, więc możemy napisać

$$G=\left[8{\cdot}07\,c'h+204\,\frac{ab^2(g_1+p)}{h\tau}+25{\cdot}4\frac{h}{c}\right].b \quad \ldots \quad 98)$$

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

$$b\left(8{\cdot}07\,c'-204\,\frac{ab^2(g_1+p)}{h^2\tau}+\frac{25{\cdot}4}{c}\right)=0, \text{ stąd}$$

$$h=5{\cdot}02b\sqrt{\frac{ac(g_1+p)}{\tau(cc'+3{\cdot}15)}} \quad \ldots \quad 99)$$

Ponieważ jednak nie zawsze da się użyć najkorzystniejszą wysokość poprzecznic, więc dodajmy jeszcze 10% do ciężaru najmniejszego, jaki otrzymamy po wstawieniu wartości za h z rów. 99) w rów. 98), a otrzymamy

$$G=81{\cdot}2\,b^2\sqrt{\frac{a(g_1+p)(cc'+3{\cdot}15)}{c\tau}} \quad \ldots \quad 100)$$

Wstawmy w przybliżeniu i ze względu na rów. 45) dla mostów drogowych:

		pomost dylowany	pomost żwirowany	bruk na żelazie	bruk na sklepieniu	
I. klasy	$p=\frac{2{\cdot}20}{a}+0{\cdot}05\ t/m$, $g_1=0{\cdot}20$	0·53	0·64	1·19		t/m^2
II. klasy	$p=\frac{1{\cdot}08}{a}+0{\cdot}14\ t/m$, $g_1=0{\cdot}19$	0·52	0·62	1·17		„
III. klasy	$p=\frac{0{\cdot}42}{a}+0{\cdot}19\ t/m$, $g_1=0{\cdot}18$	0·50	0·60	1·15		„
dla kładek	$p=0{\cdot}46$ $g_1=0{\cdot}18$	—	—	—		„

i przyjmijmy $\tau=750\ kg/cm^2$, $c'=10\ mm$, a otrzymamy, co następuje

a	pomost	najkorzystniejsze h								G							
		I. klasa		II. klasa		III. klasa		kładka		I. klasa		II. klasa		III. klasa		kładka	
		$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$	$c=1$	$c=1{\cdot}3$
1	dylowany	0·079	0·081	0 060	0·062	0·047	0·048	0·040	0·041	16·8	16·4	12·77	12·41	10 95	10·34	8·60	8·35
	żwirowany	0·084	0·087	0·067	0·069	0 055	0·057	—	—	17·9	17·4	14·19	13·79	12·86	12·33	—	—
	bruk na żel.	0·086	0·088	0·069	0·070	0·057	0·060	—	—	18 3	17·8	14·59	14·18	13·34	12·78	—	—
	„ „ sklep.	0·094	0·096	0·083	0 085	0 068	0·070	—	—	19·9	19·4	16·63	16·16	15·08	14·42	—	—
2	dylowany	0·083	0 085	0 063	0·065	0·056	0 057	0·051	0·052	17·2	17·17	13·52	13·14	11·88	11·54	10·8	10·48
	żwirowany	0·093	0 095	0·075	0·077	0·069	0 071	—	—	19·7	19·13	16·11	15 57	14·66	14·25	—	—
	bruk na żel.	0 096	0 098	0·079	0·080	0·073	0·075	—	—	20·3	19·78	16 73	16·26	15·43	14·88	—	—
	„ „ sklep.	0·109	0·112	0·095	0·098	0·090	0·092	—	—	23 3	22·61	20·17	19·61	19·11	18·53	—	—
3	dylowany	0·087	0·089	0 065	0·067	0·064	0·065	0 060	0·062	18·44	17·92	13·82	13·43	13·56	13·18	13·07	12·48
	żwirowany	0·100	0·103	0·082	0·084	0·080	0 083	—	—	21·32	20·72	17·47	16·99	17·17	16·69	—	—
	bruk na żel.	0·104	0·107	0·087	0·089	0·085	0·087	—	—	22·2	21·57	18·44	17·92	18·15	17·65	—	—
	„ „ sklep.	0·123	0·126	0·108	0·111	0·108	0·110	—	—	26·14	25·41	23·04	22·40	22·81	22·17	—	—
m		razy $b \ldots m$								razy $b^2\,kg$							

Możemy więc w przybliżeniu napisać

dla mostów drogowych:

I. kl.	pomost dylowany	$G=16{\cdot}05+(1{\cdot}55-0{\cdot}96\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ żwirowany	$G=16\,40+(3{\cdot}45-1{\cdot}55\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na żelazie	$G=16{\cdot}50+(4\,00-2{\cdot}2\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na sklepieniu	$G=17{\cdot}42+(5{\cdot}32-2\,6\,c)\,a\,b^2\,kg$
II. kl.	„ dylowany	$G=11{\cdot}3+(2{\cdot}5-1{\cdot}3\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ żwirowany	$G=11{\cdot}9+(3{\cdot}6-1{\cdot}8\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na żelazie	$G=12{\cdot}0+(4{\cdot}5-2{\cdot}1\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na sklepieniu	$G=12{\cdot}65+(5{\cdot}55-2\,03\,c)\,a\,b^2\,kg$
III. kl.	„ dylowany	$G=9{\cdot}27+(2{\cdot}73-1{\cdot}12\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ żwirowany	$G=9{\cdot}70+(4{\cdot}4-1{\cdot}9\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na żelazie	$G=10{\cdot}30+(5{\cdot}05-2{\cdot}2\,c)\,a\,b^2\,kg$
	„ bruk na sklepieniu	$G=10{\cdot}95+(6{\cdot}90-2{\cdot}32\,c)\,a\,b^2\,kg$
dla kładek	pomost dylowany	$G=6\,4+(3\,0-0{\cdot}8\,c)\,a\,b^2\,kg$

2. Mosty kolejowe jednotorowe. Według rów. 40) moment w D (t. 69. r. 2.) $DD'=Ca$, jeśli C oznacza ciśnienie na poprzecznicę, więc moment średni

$$\mathfrak{M}=\frac{a_1\,Ca_1+c\,Ca_1}{b}=\frac{Ca_1\,(a_1+c)}{b}=\frac{C(b^2-c^2)}{4\,b}$$

Spółczynniki ustrojowe otrzymamy na podstawie porównania z wykonanymi mostami $\alpha_1=8{\cdot}2$, $\delta=115$, dalej dla kolei głównych i drugorzędnych $\beta_1=2440$, dla kolei lokalnych i wąskotorowych $\beta_1=3640$, więc z rów. 97) otrzymamy dla kolei głównych i drugorzędnych

$$G=8{\cdot}2\,b\,c'\,h+0{\cdot}10\frac{C(b^2-c^2)}{h\,\tau}+115\,h,\ \text{czyli}$$

$$G=8{\cdot}2\,(b\,c'+14)\,h+610\frac{C(b^2-c^2)}{h\,\tau},\quad\ldots\ldots\ 101)$$

przyczem należy wstawić C w t, c' w mm, c i h w m, τ w kg/cm^2

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

$$8{\cdot}2\,(b\,c'+14)-610\frac{C(b^2-c^2)}{h^2\,\tau}=0,$$

więc *najmn* G będzie dla

$$h=8{\cdot}6\sqrt{\frac{C(b^2-c^2)}{\tau(b\,c'+14)}}\quad\ldots\ldots\ldots\ 102)$$

Wstawiwszy wartość za h z 102) w 101) otrzymamy

$$najmn\ G = 142\sqrt{\frac{C}{\tau}(b^2 - c^2)(b\,c' + 14)}$$

Ponieważ nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejsze h, więc dodajmy jeszcze 6%, a otrzymamy

$$G = 150\sqrt{\frac{C}{\tau}(b^2 - c^2)(b\,c' + 14)} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 103)$$

Przyjmijmy dla kolei głównych $\tau = 650\ kg/cm^2$, jako ciężar ruchomy zaś ciężar zastępczy wedle rozporządzenia ministeryalnego*), a ciśnienie wskutek ciężaru własnego $0{\cdot}20\,a$, to otrzymamy dla $a = 1 \quad 2 \quad 3 \quad 4\ m$

$$C = 7{\cdot}7 \quad 12{\cdot}7 \quad 16{\cdot}95 \quad 20{\cdot}2\ t.$$

Możemy więc przyjąć w przybliżeniu

$$C = 3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a \ldots t,$$

a stąd, przyjąwszy $c' = 10\ mm$, $c = 1{\cdot}8\ m$, $\tau = 650\ kg/cm^2$,

$$\left.\begin{aligned} h &= 0{\cdot}107\sqrt{\frac{(3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a)(b^2 - 3{\cdot}24)}{b + 1{\cdot}4}} \ldots m \\ \text{a}\quad G &= 18{\cdot}6\sqrt{(3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a)(b^2 - 3{\cdot}24)(b + 1{\cdot}4)}\ kg \end{aligned}\right\} \quad . \quad . \quad 104)$$

Wstawiwszy wartość za a i b, otrzymamy

a	najkorzystniejsze h			G		
	$b = 3{\cdot}0$	$b = 4{\cdot}0$	$b = 4{\cdot}6$	$b = 3{\cdot}0$	$b = 4{\cdot}0$	$b = 4\,6$
1	0·34	0·46	0·52	263	434	530
2	0·42	0·57	0·64	326	537	671
3	0·49	0·66	0·74	378	624	779
4	0·55	0·74	0·83	424	699	873
m	m	m	m	kg	kg	kg

Możemy więc w przybliżeniu napisać

dla kolei głównych najk. $\mathrm{h} = 0{\cdot}024\,(\mathrm{a} + 3{\cdot}8)\,\mathrm{b}\ m$ . . . . . 105)

$$\mathrm{G} = 36{\cdot}5\,(\mathrm{b} - 0{\cdot}83\,\mathrm{c})\,(\mathrm{a} + 3{\cdot}9)\ kg \quad . \quad 106)$$

Dla kolei podrzędnych jest C o 20% mniejsze, więc

$$h_1 = h\sqrt{0{\cdot}80} = 0{\cdot}894\,h,\quad G_1 = 0{\cdot}894\,G,$$

a zatem h_1 i G_1 dadzą się obliczyć wedle tych samych wzorów, są tylko mniejsze o 11%.

---

*) §. 3c. W celu obliczenia poprzecznicy pośredniej należy przyjąć jako ciężar ruchomy połowę całkowitego według skali a) wynikającego obciążenia mostu, którego rozpiętością jest odległość od najbliższej lewej do najbliższej prawej poprzecznicy.

Dla kolei wąskotorowych $s=0{\cdot}75\ m$ otrzymamy

$$G=8{\cdot}2\,(b\,c'+14)\,h+800\frac{C(b^2-c^2)}{h\,\tau} \quad \ldots\ldots 107)$$

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

$$8{\cdot}2\,(b\,c'+14)-800\frac{C(b^2-c^2)}{h\,\tau}=0,$$

więc *najmn* G będzie dla

$$h=9{\cdot}87\sqrt{\frac{C(b^2-c^2)}{\tau(b\,c'+14)}} \quad \ldots\ldots\ldots 108)$$

Wstawiwszy wartość za h z 108 w 107 otrzymamy

$$najmn\ G=162\sqrt{\frac{C}{\tau}(b^2-c^2)\,(b\,c'+14)} \quad \ldots 109)$$

Ponieważ nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejsze h, więc dodajmy jeszcze 6%, a otrzymamy

$$G=172\sqrt{\frac{C}{\tau}(b^2-c^2)\,(b\,c'+14)} \quad \ldots\ldots 110)$$

Przyjmijmy $\tau=650\ kg/m^2$, ciężar C o 40% mniejszy, niż dla kolei głównych, $c'=10$, $c=1{\cdot}1\ m$ to otrzymamy

$$h=0{\cdot}122\sqrt{\frac{(2{\cdot}2+2{\cdot}5\,a)\,(b^2-1{\cdot}21)}{b+1{\cdot}4}} \quad \ldots\ldots 111)$$

a

$$G=21{\cdot}3\sqrt{\frac{(2{\cdot}2+2{\cdot}5\,a)(b^2-1{\cdot}21)}{b+1{\cdot}4}} \quad \ldots\ldots 112)$$

Wstawmy wartość za a i b, a otrzymamy

a	najkorzystniejsze h			G		
	$b=2{\cdot}5$	$b=3{\cdot}0$	$b=4{\cdot}0$	$b=2{\cdot}5$	$b=3{\cdot}0$	$b=4{\cdot}0$
1	0·30	0·35	0·39	204	270	413
2	0·37	0·44	0·54	253	334	511
3	0·43	0·51	0·63	294	389	593
4	0·48	0·58	0·71	330	437	665
m	m	m	m	kg	kg	kg

Możemy więc w przybliżeniu napisać

$$najk.\ h=0{\cdot}021\,(a+3{\cdot}2)\,(b+0{\cdot}7\,c)\ m$$

$$G=30\,(b-c)\,(a+4)\ kg.$$

2. Mosty kolejowe dwutorowe. Moment średni otrzymamy tutaj (t. 69. r. 3.)

$$\mathfrak{M}=\frac{a_1\,D\,D'+(D\,D'+E\,E')\,c+E\,E'\,(b-2\,a_1-2\,c)}{b}$$

a wstawiwszy wedle 42) $DD' = 2Ca_1$, $EE' = C(2a_1 + c)$,

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

Ponieważ $2a_1 + c + 4 = b$, więc $2a_1 = b - c - 4$. Wstawiwszy wartość tę za $2a_1$, otrzymamy

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

Spółczynniki ustrojowe przyjmiemy $\alpha_1 = 8{\cdot}2$, $\beta_1 = 2000$, $\delta = 200$. Otrzymamy więc z rów. 9b)

$$G = 8{\cdot}2\, b c' h + \frac{1000\, C[b^2 - c^3 - 16]}{h\tau} + 200\, h$$

czyli

$$G = 8{\cdot}2\,(b c' + 24)\, h + \frac{1000\, C(b^2 - c^2 - 16)}{h\tau} \quad \ldots \quad 113)$$

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

$$8{\cdot}2\,(b c' + 24) - \frac{1000\, C(b^2 - c^2 - 16)}{h^2\tau} = 0,$$

więc *najmn* G będzie dla

$$h = 11\sqrt{\frac{C(b^2 - c^2 - 16)}{\tau(b c' + 24)}} \quad \ldots \quad 114)$$

Ponieważ nie zawsze będziemy mogli zastosować najkorzystniejszego h, więc wstawiwszy wartość za h z rów. 114) w rów. 113), dodajmy 10%, a otrzymamy

$$G = 200\sqrt{\frac{C}{\tau}(b c' + 24)(b^2 - c^2 - 16)} \quad \ldots \quad 115)$$

Wstawmy dla kolei głównych $\tau = 650\ kg/cm^2$, zaś C jak dla jednotorowego mostu, więc $C = 3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a$, $c' = 10$, $c = 1{\cdot}8\ m$, a otrzymamy

$$h = 0{\cdot}136\sqrt{\frac{(3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a)(b^2 - 19{\cdot}24)}{6 + 2{\cdot}4}}\ m \quad \ldots \quad 115\,a)$$

$$G = 24{\cdot}8\sqrt{(3{\cdot}7 + 4{\cdot}2\,a)(b^2 - 19{\cdot}24)(6 + 2{\cdot}4)}\ kg \quad \ldots \quad 115\,b)$$

Wstawiwszy wartość za a i b, otrzymamy następną tabliczkę

a	najkorzystniejsze h			G		
	$b = 5{\cdot}5$	7	8·5	5·5	7	8·5 m
1	0·48	0·67	0·85	650	1167	1830
2	0·56	0·84	1·04	806	1444	2065
3	0·65	0·97	1·21	935	1657	2398
4	0·73	1·10	1·36	1048	1880	2660
	m			kg		

Możemy więc w przybliżeniu napisać najkorzystniejsze $h=0{\cdot}036\,(a+3{\cdot}8)\,(b-c)\,m$ . . . . . 116)

$$G=64\,(a+4{\cdot}5)\,(b-2c)\,kg \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 117)$$

4. Mosty kolejowe z dwojakami. Ponieważ ciężar poprzecznic jest tu w ogóle mały, więc wystarczą tu przybliżone wzory. Ciężar poprzecznic na m. b. toru wynosi

koleje główne $g=23+45\,h$ *kg/m*
„ drugorzędne $g=12+45\,h$ „
„ wąskotorowe ($s=0{\cdot}75\,m$) $g=15+35\,h$ „

(h oznacza wysokość w m).

5. Belki blaszane wieloboczne. Jeżeli przyjmiemy h_0 wysokość na podporach poprzecznicy mniejszą od h_1, wysokości w środku, to w przybliżeniu możemy przyjąć, że przezto zmniejszy się ciężar poprzecznicy o $\frac{10\,h_0}{h}\%$.

6. Poprzecznice kratowe. Ciężar poprzecznic kratowych wyznaczymy dopiero przy mostach kratowych, gdyż poprzecznice kratowe mało są używane przy mostach blaszanych. W przybliżeniu możemy przyjąć ten sam ciężar, co poprzecznic blaszanych.

§. 41. Ciężar pokładu mostów kolejowych.

Ciężar obu podłużnic na m. b. toru otrzymamy według 94) dla kolei głównej $50+46\,a$, ogólnie a $\alpha+\beta$. Ciężar jednej poprzecznicy na jeden tor ogólnie $(\alpha_1+\beta_1\,a)(b-\gamma_1)$, a więc ciężar pokładu na m. b. jednego toru

$$g=a\,\alpha+\beta+\delta\left(\frac{\alpha_1}{a}+\beta_1\right)(b-\gamma_1) \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 118)$$

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

$$a=\sqrt{\frac{\alpha_1}{\alpha}(b-\gamma_1)}, \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 119)$$

$$\text{więc } najmn\ g=\beta+\beta_1(b-\gamma_1)+2\sqrt{\alpha\,\alpha_1(b-\gamma_1)} \quad . \quad . \quad . \quad 120)$$

Według poprzedniego jest

Kolej	Podłużnice				Poprzecznice					
	kształt.		blaszane		jednotorowe			dwutorowe		
	α	β	α	β	α_1	β_1	γ	α_1	β_1	γ_1
główna	60	—	46	50	142	36·5	1·49	144	32	3·6
drugorzędna (80%)	52	—	40	44	126	32·5	1·49	—	—	—
miejscowa (60%) i wąskotorowa ($s=0{\cdot}75\,m$)	40	—	34	36	120	30	1·1	—	—	—

Według 119) otrzymamy więc dla podłużnic blaszanych i kolei głównej jednotorowej

$$a=\sqrt{\frac{142}{46}(b-1{\cdot}49}, \text{ więc}$$

dla $b=2{\cdot}5 \quad 3{\cdot}5 \quad 4{\cdot}6\ m$

$a=1{\cdot}75 \quad 2{\cdot}49 \quad 3{\cdot}25\ m.$

W przybliżeniu możemy więc napisać $a=0{\cdot}71\,b$ . . 121)

W ten sposób otrzymamy następną tabliczkę

	Najkorzystniejsze a podłużnice		
	kształtówki	blaszane	
Koleje główne jednotorowe	$0{\cdot}10+0{\cdot}56\,b$	$0{\cdot}71\,b\ m$	122)
„ „ dwutorowe	—	$0{\cdot}49\,b-0{\cdot}25\ m$	
„ drugorzędne (80%)	$0{\cdot}05+0{\cdot}60\,b$	$0{\cdot}71\,b\ m$	
„ miejscowe i wąskotorowe ($s=0{\cdot}75\,m$)	$0{\cdot}55+0{\cdot}6\,b$	$1{\cdot}55+0{\cdot}40\,b\ m$	

Następnie wstawiwszy wartość w równanie 120), otrzymamy, pomnożywszy jeszcze dla mostów dwutorowych przez 2 i dodawszy jeszcze do wyrazu $2\sqrt{a\,a_1(b-\gamma_1)}$ 30% z powodu, że nie zawsze możemy zachować najkorzystniejszego a,

	Ciężar pokładu g na m. b. mostu podłużnice		
	kształtówki	blaszane	
Koleje główne jednotorowe	$114\,b$	$115\,b+20$ kg/m	123)
„ „ dwutorowe	—	$94\,b-120$ „	
„ drugorzędne (80%)	$84\,b$	$114\,b$ „	
„ miejscowe i wąskotorowe ($s=0{\cdot}75\,m$)	$106\,b-10$	$93\,b+35$ „	

§. 42. Ciężar całkowity mostu blaszanego kolejowego.

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

Nazwijmy ciężar pokładu, pomostu i tężników na m. b. mostu g_0, ciężar własny belek głównych g_1, ciężar ruchomy p, ciężar zupełny $g=g_0+g_1+p$, to według 75)

$$1000\,g_1=2\,a_2\,c'\,h+\frac{\beta_2\,l^2}{8\,h\,\tau}(g_0+g_1+p)+2\,\delta_2\,h. \text{ więc}$$

$$g_1 = \frac{2(\alpha_2 c' + \delta)h + \frac{\beta l^2}{8 h \tau}(g_0 + p)}{1000 - \frac{\beta l^2}{8 h \tau}} \; t/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 124)$$

przyczem liczymy c' w mm, l i h w m, τ w kg/cm^2, g_0, p i g_1 w t/m, lub

$$g_1 = \frac{2(\alpha_2 c^2 + \delta_2)h + \frac{\beta l^2}{8000 h \tau}(g_0 + p)}{1 - \frac{\beta l^2}{8000 h \tau}} \; kg/m \quad . \quad . \quad . \quad 125)$$

jeżeli g_0, p i g_1 liczymy w kg/m.

Według §. 38. możemy przyjąć dla $l < 10\,m$ $\alpha = 7{\cdot}95$, dla $l > 10\,m$ $\alpha = 8{\cdot}75$ wraz z kątówkami do przytwierdzenia poprzecznic, $\beta = 1480$, $\delta = 22{\cdot}6$. Wstawmy dalej $\tau = 700\ kg/cm^2$, to $\frac{\beta l^2}{8 \tau h} = 0{\cdot}000264 \frac{l^2}{h}$. Ilość ta jest przy małych l zawsze w stosunku do 1 bardzo mała, możemy więc przyjąć $1 - \frac{\beta l^2}{8000 \tau h}$ stałe. Np. dla $l = 10\,m$, $h = 1\,m$, jest $1 - \frac{\beta l^2}{8000 \tau h} = 0{\cdot}974$, więc ciężar obu belek głównych

dla $l < 10\,m$ $\quad g_1 = 16{\cdot}3\, c' h + 0{\cdot}00027 \frac{l^2}{h}(g_0 + p)\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 126)$

dla $l > 10\,m$ $\quad g_1 = 18{\cdot}0\, c' h + 0{\cdot}00027 \frac{l^2}{h}(g_0 + p)\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 127)$

a) Koleje główne. Wedle rozporządzenia austryackiego możemy przyjąć dla $l = 2{\cdot}5$ do $10\,m$, $p = 15000 - 670\,l$, zaś dla $l > 10$ do $l = 15\,m$, $p = 12500 - 400\,l$. Dalej przyjmijmy $c' = 10\,mm$, ciężar pomostu i tężników $m + n\,h$, zaś ciężar pokładu $m_1 + n_1 b$, to $g_0 = m + m_1 + n\,h + n_1 b$, zatem otrzymamy ciężar całkowity mostu $g = g_0 + g_1$

dla $l < 10\,m$

$$g = m + n\,h + m_1 + n_1 b + 163\,h + 0{\cdot}00027 \frac{l^2}{h}(m + m_1 + n\,h + n_1 b + 15000 - 670\,l)$$

$$g = m + m_1 + n_1 b + (n + 163)h - 0{\cdot}1809 \frac{l^3}{h} + 0{\cdot}00027 \frac{l^2}{h}(m + m_1 + n_1 b + 15000) + 0{\cdot}00027\, n\, l^2\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 128)$$

Najmn g otrzymamy, gdy $\frac{dg}{dh}=0$

$$n+163+0{\cdot}181\frac{l^3}{h^2}-0{\cdot}00027\frac{l^2(m+m_1+n_1b+15000)}{h^2}=0$$

$$\text{więc } h=l\sqrt{\frac{0{\cdot}00027\,(m+m_1+n_1b+15000)-0{\cdot}181\,l}{n+163}} \quad . \quad 129)$$

dla $l>10\,m$

$$g=m+m_1+n_1b=(n+180)h+0{\cdot}00027\frac{l^2}{h}(m+m_1+nh+n_1b+$$
$$+12500-400\,l)$$

$$g=m+m_1+n_1b+(n+180)h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+0{\cdot}00027\frac{l^2}{h}(m+m_1+n_1b+$$
$$+12500)+0{\cdot}00027\,n\,l^2\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 130)$$

Najmn g otrzymamy, gdy $\frac{dg}{dh}=0$,

$$n+180+0{\cdot}108\frac{l^3}{h^2}-0{\cdot}00027\frac{l^2(m+m_1+n_1b+12500)}{h^2}=0,$$

$$\text{więc } h=l\sqrt{\frac{0{\cdot}00027\,(m+m_1+n_1b+12500)\cdot 0{\cdot}108\,l}{n+180}} \quad . \quad 131)$$

Pod względem ustroju poprzecznego można rozróżnić kilka wypadków:

I. Podkłady spoczywają wprost na belkach głównych (tabl. 1. rys. 5.).

Ciężar pomostu wynosi wtedy 460 *kg/m* *), poręczy 50 *kgm*, tężników poziomych według rów. 58) $17+18h$, tężników poziomych według rów. 21) $28+45\,h$ *kg/m*, więc

$$g_0+555+63\,h\ kg/m,$$
$$\text{zatem } m=555,\ n=63,\ m_1=0,\ n_1=0.$$

II. Pomost dołem między belkami głównemi spoczywa na poprzecznicach i podłużnicach (t. 1. r. 9.).

Ciężar pomostu wynosi tu 460 *kg/m*, tężników poziomych $17+18h$,

$$\text{więc } g_0=477=18h+20+115b$$
$$\text{zatem } m=444,\ n=18,\ m_1=20,\ n_1=115,\ b=4{\cdot}6.$$

III. Tak samo, lecz pokłady podłużne spoczywają wprost na poprzecznicach (t. 11. r. 2.).

---

*) p. Podr. Teoryi Mostów II. wyd. I. tom str. 11.

Ciężar pomostu wynosi 400 kg/m, tężników poziomych $17+18h$, poprzecznic (z rów. 106.) dla $c=1{\cdot}5$ i $a=2\,m$, $46+215b$, więc $g_0=417+18h+46+215b$, zatem

$$m=417,\ m_1=46,\ n=18,\ n_1=215.$$

IV. Pomost wgłębiony, chodniki na wspornikach, podkłady na podłużnicach (t. 1. r. 8.).

Ciężar pomostu 435, tężników poziomych i pionowych $45+63h$, poręczy 50, pokładu z rów. 123) $115b+20$, wsporników $32+23h$, więc razem

$$g_0=562+86h+20+115b$$

zatem $m=562$; $n=86$; $m_1=20$; $n_1=115$; $b=2{\cdot}5$

V. To samo, lecz podkłady podłużne spoczywają wprost na poprzecznicach (t. 8. r. 1—4.).

Ciężar pomostu 400 kg, tężników $45+63h$; poręczy 50 kg, poprzecznic $46+215b$; wsporników $32+23h$, więc razem

$$g_0=527+86h+46+216b$$

$$m=527;\ m_1=46;\ n=86;\ n_1=215.$$

VI. Dwojaki, chodniki na wspornikach lub belkach chodnikowych (t. 1. r. 7.).

Pomost 460, tężniki $45+63h$, poprzecznice $23+45h$, wsporniki $100+23h$, więc razem

$$g_0=629+31h$$

$$m=629,\ n=31,\ m_1=0,\ n_1=0.$$

Dla $l<10$ otrzymamy z rów. 129:

$$\text{I. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01841-0{\cdot}000794l}=0{\cdot}1357-0{\cdot}0029l$$

$$\text{II. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02374-0{\cdot}000989l}=0{\cdot}1542-0{\cdot}0032l$$

$$\text{III. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02427-0{\cdot}000989l}=0{\cdot}1558-0{\cdot}0032l$$

$$\text{IV. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01499-0{\cdot}000721l}=0{\cdot}122-0{\cdot}0029l$$

$$\text{V. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01733-0{\cdot}000721l}=0{\cdot}132-0{\cdot}0027l$$

$$\text{VI. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02154-0{\cdot}0009234l}=0{\cdot}146-0{\cdot}0031l$$

a dla $l>10$ z równania 131:

$$\text{I. } \frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01728-0{\cdot}000744l}=0{\cdot}1315-0{\cdot}0028l$$

II. $\frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02189-0{\cdot}000915\,l}=0{\cdot}1481-0{\cdot}0031\,l$

III. $\frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02244-0{\cdot}000914\,l}=0{\cdot}1498-0{\cdot}0031\,l$

IV. $\frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01415-0{\cdot}000680\,l}=0{\cdot}1190-0{\cdot}0028\,l$

V. $\frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}01636-0{\cdot}000680\,l}=0{\cdot}1277-0{\cdot}0026\,l$

VI. $\frac{h}{l}=\sqrt{0{\cdot}02001-0{\cdot}0008579\,l}=0{\cdot}1415-0{\cdot}0030\,l$

Można więc w przybliżeniu przyjąć najkorzystniejszą

$$\frac{h}{l}=0{\cdot}145-0{\cdot}0030\,l \quad \ldots\ldots\ldots \quad 132)$$

Ciężar całkowity mostu zależnie od ustroju otrzymamy:

dla $l<10\,m$ z równania 128:

I. $g=555+226\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4{\cdot}20\frac{l^2}{h}+0{\cdot}017\,l^2$

II. $g=1026+181\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4\,33\frac{l^2}{h}+0{\cdot}005\,l^2$

III. $g=1452+181\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4{\cdot}44\frac{l^2}{h}+0{\cdot}005\,l^2$

IV. $g=869{\cdot}5+249\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4{\cdot}29\frac{l^2}{h}+0{\cdot}023\,l^2$

V. $g=1110{\cdot}5+249\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4{\cdot}34\frac{l^2}{h}+0{\cdot}023\,l^2$

VI. $g=629+194\,h-0{\cdot}181\frac{l^3}{h}+4{\cdot}22\frac{l^2}{h}+0{\cdot}008\,l^2$

dla $l>10\,m$ z równania 130:

I. $g=555+243\,h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+3\,52\frac{l^2}{h}+0{\cdot}017\,l^2$

II. $g=1026+198\,h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+3{\cdot}65\frac{l^2}{h}+0{\cdot}005\,l^2$

III. $g=1452+198\,h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+3{\cdot}77\frac{l^2}{h}+0{\cdot}005\,l^2$

IV. $g=869{\cdot}5+266\,h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+3{\cdot}61\frac{l^2}{h}+0{\cdot}023\,l^2$

V. $g=1110{\cdot}5+266\,h-0{\cdot}108\frac{l^3}{h}+3{\cdot}68\frac{l^2}{h}+0{\cdot}023\,l$

VI. $g = 629 + 211\,h - 0{\cdot}108\frac{l^3}{h} + 3\,55\frac{l^2}{h} + 0{\cdot}008\,l^2$

Stosunek $\frac{h}{l}$ ma mały wpływ na ciężaz i tak dla układu I i dla $l = 10\,m$ otrzymamy

dla $h = 1{\cdot}1,\ 1\,06,\ 0{\cdot}9$; $g = 1368,\ 1397,\ 1426\ kg/m$,

dlatego też w praktyce zwykle przyjmujemy $h = \frac{1}{10}\,l$, gdyż przez zwiększenie h bardzo mało zmniejszamy g, a wielka wysokość ze względów konstrukcyjnych staje się niewygodna.

Jeżeli zatem dla obliczenia ciężaru przyjmiemy $h = \frac{1}{10}\,l$, otrzymamy średnio:

$$g = 1073 + 22{\cdot}2\,l - 1{\cdot}44\,l^2 + 39\,6\,l + 0{\cdot}01\,l^2$$

w przybliżeniu $g = 1073 + 50\,l\ kg/m$ . . . . . 133)

przytem należy zmniejszyć g dla układu I o 300 kg, dla układu VI. o 500 kg.

Ciężar obu belek głównych na m. b. g_1 otrzymamy z rów. 126 i 127) ustawiwszy w przybliżeniu

$$g_0 = 940 + 5\,l,\ \text{za}\ h = \frac{1}{10}\,l$$

$$g_1 = 56{\cdot}7\,l - 1{\cdot}4\,l^2 = 45\,5\,l \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 134)$$

b) k o l e j e II. r z ę d n e. Jeżeli przyjmiemy ciężar ruchomy o 20% mniejszy, a ciężar pomostu i pokładu o 10%, to całkowity ciężar mostu na m. b.

$$g = 846 + 53{\cdot}5\,l - 1{\cdot}1\,l^2 = 846 + 44{\cdot}7\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad 135)$$

ciężar obu belek głównych na m. b. mostu:

$$g_1 = 49\,l - 1{\cdot}1\,l^2 = 41\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 136)$$

c) K o l e j e m i e j s c o w e. Jeżeli przyjmiemy ciężar ruchomy o 40% mniejszy, a ciężar pomostu i pokładu o 20% to całkowity ciężar mostu na m. b.

$$g = 752 + 40\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 137)$$

ciężar obu belek głównych na m. b. mostu

$$g_1 = 41{\cdot}4\,l - 0{\cdot}7\,l^2 = 36\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 138)$$

d) K o l e j e o s z e r o k o ś c i t o r u 0·75 m. Jeżeli przyjmiemy ciężar ruchomy o 40% mniejszy, ciężar pokładu według wzoru 123, pomost o 20% mniejszy jak dla koleji I. rzędnych, średnio $g_0 = 666 + 6\,l$; to całkowity ciężar mostu na m. b.

$$g = 666 + 47\,l - 0{\cdot}7\,l^2 = 666 = 41\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 139)$$

ciężar obu belek głównych na m. b. mostu

$$g_1 = 41\,l - 0{\cdot}7\,l^2 = 35{\cdot}4\,l\ kg/m \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 140)$$

V. Ustrój poprzeczny mostów drogowych.

§. 43. Szerokość mostu.

Szerokość mostu drogowego zależna jest od tego, czy most ten leży na drodze mniej lub więcej uczęszczanej, na wsi, czy w mieście, jakoteż od szerokości drogi, względnie ulicy przed mostem. Przy mostach więcej uczęszczanych urządza się osobno chodniki, a to albo wewnątrz belek głównych (t. 1. r. 10.) albo zewnątrz (t. 30. r. 2.).

Rozporządzenie austr. minist. spraw wewnętrz. z r. 1892 brzmi: §. 3. Następne główne wymiary, dotyczące rozkładu mostu w przestrzeni, należy uważać jako wymiary najmniejsze, poniżej których nie można schodzić w żadnym wypadku, jeżeli nie jest uzasadniony wyjątek istniejącemi okolicznościami.

Szerokość drogi jezdnej i chodników. Przy wyznaczeniu użytecznej szerokości pomostu ma ważny wzgląd podział przez belki główne.

Przy mostach drogowych I. klasy, gdy chodniki znajdują się zewnątrz (t. 87. r. 1*a*) oznacza się najmniejszą szerokość drogi jezdnej na 5·8 *m*, chodników $2 \times 1{\cdot}5$ *m*. Gdy belki główne znajdują się zewnątrz (t. 87. r. 1*b*), a także gdy pomost jest górą, gdy więc belki główne znajdują się pod mostem a chodniki podparte wspornikami (t. 87. r. 1*c*), oznacza się najmniejsza szerokość ogólna na 7·0 *m*, z czego wypada 4·6 *m* na drogę jezdną, $2 \times 1{\cdot}2$ na chodniki.

Dla mostów drogowych II. klasy należy przyjąć najmniej w pierwszym wypadku (tabl. 87. rys. 1*d*) dla drogi jezdnej 5·3 *m*, dla chodników $2 \times 1{\cdot}2$ *m*, zaś w drugim wypadku (t. 87. r. 1*c*) całkowitą szerokość 6·4 *m*, z czego wypada 4·4 *m* na drogę jezdną a $2 \times 1{\cdot}0$ na chodniki.

W końcu dla mostów trzeciej klasy, przy których pomost tworzy ciągłą powierzchnię, ograniczoną belkami lub poręczami, przyjmować należy najmniejszą szerokość mostu 5·0 *m* (t. 87. r. 1*f*)

Przy kładkach szerokość zależy także od wielkości ruchu, ale wchodzi tu w grę także stałość mostu ze względu na parcie wiatru. Poniżej 1·5 *m* dlatego zwykle nie schodzimy, 4 *m* możemy zaś uważać jako wyższą granicę.

§. 44. Pomost.

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

Pomost dzieli się na część niosącą pomostu, pomost właściwy (n. *Brückentafel*, cz. *podklad)* i część, na którą działają bezpośrednio ciężary, pokrycie pomostu (n. *Brückendecke*, cz. *podlahe mostu)*; często jednak jeden zeskład zastępuje obie części pomostu, które wtedy stanowią tylko jedną.

Oprócz tego rozróżnić musimy pomost drogi jednej 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 kładziemy zwykle warstwę dyli jeden obok drugiego czyli dylinę lub ściel (n. *Bohlenbelag*, *Brückenstreu*, fr. *tablier du pont*, a. *planking of bridge*, cz. *vozovka mostinová)*. Pokrycia takiego używa się tylko tam, gdzie ruch nie jest wielki, bo koła niszczą łatwo dylinę.

Przy mostach bardzo mało uczęszczanych dylina 8 do 16 *cm* gruba jest zarazem pomostem właściwym (t. 44. r. 1.); przy więcej uczęszczanych dają się dwie warstwy dyli (t. 44. r. 2.), wtedy dolna warstwa, dylina dolna (n. *Rostbohlen*, cz. *mostina podkladna)*, jest pomostem właściwym, a górna, dylina górna (n. *Deckbolen*, cz. *podlažina)*, 5 do 7 *cm* gruba, pokryciem, którą potem tylko w razie potrzeby się odnawia.

Dobrze jest stronę rdzenną dyli obracać ku górze, a dyle, na które wprost działają koła, układać prostopadle do kierunku jazdy, bo wtedy mniej się zużywają. Górne dyle kładzie się jedne przy drugich z wąskimi szwami, w dolnej dylinie zostawia się odstępy 1 do 3 *cm* dla lepszego odwodnienia. Czasem w tym celu urządzamy spad poprzeczny, wtedy trzeba wszystkie dyle zetknąć w połowie mostu, aby uniknąć zginania dyłów i aby ułatwić zdjęcie dyliny z połowy mostu dla naprawy. Górną dylinę dajemy zwykle z drzewa twardego, dolną z miękkiego, przytwierdzamy ją do podłużnic lub poprzecznic gwoździami do drzewa lub śrubami do żelaza (p. §. 20.) Na chodnikach i kładkach można i górną dylinę ułożyć w odstępach 1 do 2 *cm*.

Co do gatunku drzewa okazały doświadczenia, robione na moście nad Renem w Kolonii, że drzewo bukowe jest najtrwal-

sze, trwałem jest też drzewo dębowe, mniej sosnowe, wcale nietrwałe świerkowe i topolowe.

Na podstawie doświadczeń, zrobionych w Prusiech, okazuje się jednak, że wprawdzie dyle bukowe są twardsze niż dębowe i sosnowe, że jednak podlegają prędko zniszczeniu przez próchnienie (od dołu) i mają skłonność do paczenia się. Oprócz tego przy deszczu i szronie są bardzo śliskie.

Więc tylko tam są do polecenia, gdzie jest bardzo wielki ruch, jak w Berlinie, gdzie musiano dębowe dyle wymienić po roku.

Skrajne dyle przy wejściu na most powinne być twarde, bo są narażone najbardziej na zużycie.

Ciężar 1 m^2 mokrej dyliny e *cm* grubej wynosi

dla drzewa szpilkowego $g = 9\,e$ *kg/m²*
dla drzewa bukowego i dębowego $g = 10\,e$ „ . . . . 141)

§. 46. Bruk drewniany.

Drugim rodzajem pokrycia drewnianego pomostu jest bruk drewniany (n. *Holzpflaster*, *Stöckelpflaster*, fr. *pavage en bois*, a. *wood pavement*, cz. *vozovka špalikovà*) (t. 35. r. 3., t. 42. r. 1., t. 51. r. 4.). Ma on wiele zalet, jest lekkim, obciąża więc mało belki, jest sprężysty, więc zmniejsza wstrząśnienia, co korzystnie oddziaływa na belki, wygląda lepiej niż dylina lub żwirówka, wytwarza mało kurzu, cicho się po nim jedzie. Ujemną stroną bruku drewnianego jest to, że jest drogim i że się prędko a często nierówno zużywa. W liczne szczeliny dostają się też często odchody zwierzęce i pęcznieje na wilgoci, wskutek czego występują miejscowe wybrzuszenia.

Bruk drewniany składa się z kawałków drzewa w kształcie graniastosłupa o przekroju kwadratowym, rzadziej prostokątnym, 10 do 12, a przy mostach uczęszczanych 13 do 15 *cm* wysokich, t. z. kostek (n. *Stöckel*, cz. *špalik*), których strona rdzenna leży u góry. Wymiary kostek kwadratowych są 15 do 20 *cm* w kwadrat, prostokątnych $b = 7$ do 10 *cm*, $h = 20$ do 30 *cm*. Kostki takie, zrobione najlepiej z drzewa miękkiego, bo dębowe są za gładkie, tak, że konie padają, układa się jednę obok drugiej jak najściślej. Podstawę stanowi albo dylina pokryta tekturą asfaltową (n. *Theerpappe*) 2 do 3 *cm* grubą (t. 21. r. 2 *a*) lub

betonem smołowym (t. 93. r. 2., 4.), albo przy pomoście żelaznym warstwa betonu, którą pokrywamy cienką warstwą asfaltu lub też grubszą (5 do 7 *cm*) piasku lub popiołu (t. 35. r. 3.).

Ponieważ konie opierają się kopytami o krawędzie, więc też włókna blisko nich leżące, najbardziej są narażone i powinny być najwytrzymalsze. Z tego powodu należy też najwytrzymalsze części kostek, a więc rdzenne układać tak, aby kopyta je najprzód trafiały (t. 92. r. 9.).

Aby zapobiedz wybrzuszeniu bruku zostawiano dawniej szczeliny na 2 do 12 *mm* między kostkami i wypełniano je piaskiem lub popiołem, dziegciem lub asfaltem, jednak krawędzie kostek niszczą się wtedy prędko. Najlepiej jest zapobiedz wsiąkaniu wody i gniciu bruku przez nasycenie (n. *Imprägnirung*, cz. *napouštění)* kostek. Najwięcej używane jest zanurzenie przez pół godziny zupełnie suchych kostek w kipiącej smole lub w asfalcie. W Ameryce używają także do nasycenia kwasu karbolowego, albo chlorku cynku, który działa zarazem jako środek odrażający. Można też użyć do tego celu karbolineum, chlorku wapiennego. Napawanie drzewa w zwykły sposób jest jednak niedostatecznem, bo nie działa dość głęboko, skuteczniejszem jest nasycenie pod ciśnieniem pneumatycznem. Nasycone kostki należy układać jak najszczelniej, zwykle ukośnie do osi mostu.

Sortowanie kostek i użycie jednorodnego materyału jest bardzo ważnem. Przy moście Fryderyka w Berlinie kostki podzielono na 4 klasy. Do ostatniej z nich należące kostki okazują z obu stron sęki, nie mogą więc być użyte, jak tylko w rynnach. Drzewo pierwszej klasy jest najmocniejsze i najgęstsze drzewo rdzenne, w dalszych klasach jest już i biel. Chodzi tu mianowicie przedewszystkiem o równomierne zużycie, a zatem należy koniecznie układać razem kostki tej samej klasy. Kostki trzeciej klasy mogą być także dobrze użyte, ale nie pomięszane z kostkami innych klas.

Spadek poprzeczny pomostu może być przy bruku drewnianym niewielki 1:40, przy moście Franciszka Józefa w Pradze (t. 92. r. 6.) jest może za mały (1:80).

Nowy bruk pokrywa się powłoką (n. *Ueberzug*, cz. *povlak)* z dziegciu, smoły i piasku. Ważne jest czyste utrzymanie

bruku, zamiatanie, skrapianie, co przydłuża jego trwałość, która wynieść może 9 do 15 lat.

Na moście Mirabeau w Paryżu (tabl. 94. r. 4.) dano ze względu na rozszerzenie się poprzecznic mostu między bruk a chodnik warstwę piasku.

Ciężar *e cm* wysokiego bruku drewnianego na m^2 wynosi

$$g = 11\,e \; kg/m^2 \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 142)$$

§. 47. Żwirówka.

Żwirówkę (n. *Beschotterung, Steinschlagdecke*, fr. *empierrement*, a. *ballasting, gravelling*, cz. *vozovka štěrková*) urządzamy albo na pomoście drewnianym lub na żelaznym. Zaletą jej jest jednostajność drogi na moście i na gościńcu i taniość, wadą wielki ciężar, który wymaga mocniejszych belek i większe wstrząśnienia, niż przy pokryciu drewnianem, co szkodliwie oddziaływa na belki. Według Haeselera przez powiększenie grubości żwirówki o 1 *cm* zwiększa się ciężar własny belek głównych mostu 5 *m* szerokiego dla $l = 20, 30, 40, 60$ *m* o 139, 218, 305, 505 *kg/m*. Oprócz tego ciężar podłużnic i poprzecznic wzrasta około 40 *kg/m* a ciężar żwirówki o 320 kg/m^2. Dalej gruba żwirówka zatrzymuje długo wilgoć, nie powinna być więc za gruba, zupełnie wystarczy grubość 8 do 12 *cm* na kraju a 12 do 18 *cm* w środku mostu, więc średnia grubość wynosić powinna około 10 do 16 *cm*. Na mostach krótkich dajemy trochę większą grubość do 15 *cm* z kraju, do 25 *cm* w środku. Przy blasze falistej liczy się ta grubość od połowy fali, tak samo przy zoresówkach. Dla odwodnienia lepszego robi się zwykle powierzchnię żwirówki wypukłą, przyczem nachylenie wynosi 1·6% do 2·5%. Grubość żwiru powinna być taka, aby kamyki były sześcianami o bokach 3 do 6 *cm*.

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 i pomoście drewnianym, opuścić żwirówkę zupełnie, przezco zmniejszy się ciężar własny mostu, a oprócz tego unikniemy tej niedogodności, że dla rewizyi peryodycznej dyliny, względnie naprawy trzeba żwir

zgartywać, a potem znów rozrzucać, co pociąga za sobą znaczne koszta i przerwę ruchu.

Ciężar m^3 żwirówki jest zależny od stopnia jej zbitości. Wolno nasypana waży 1600 do 1680 *kg*, trochę osiadła 1700 do 1900 *kg*, dokładnie ubita zwłaszcza na starych mostach 1900 do 2300 *kg*. Ponieważ musimy rachować na wypadek niekorzystniejszy, więc przy obliczeniu mostu należy przyjąć ciężar jednego m^2 żwirówki *e cm* grubej

$$g = 20\,e \; kg/m^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 143)$$

§. 48. Pokrycie asfaltowe.

W nowszych czasach zaczęto używać zamiast żwirówki rozmaitych sztucznych pokryć betonowych i asfaltowych, które mają bardzo gładką powierzchnię, mało się zużywają, tłumią turkot, nie wywołują wstrząśnień ani kurzu i dobrze wodę odprowadzają. Wadą ich jest to, że gdy się pokrycie zużyje przez jazdę, trzeba je całkowicie odnowić, co jest bardzo kosztownem, częściowa zaś naprawa jest trudna ze względu na połączenie.

Pokrycie asfaltowe (n. *Asphaltdecke*, cz. *vozovka asfaltová*) może być dwojakie:

1. Pokrycie asfaltowe ubijane (n. *Stampfasfaltdecke* cz. *vozovka asfaltová péchovana*, fr. *asphalte comprimé*) daje się na warstwie betonu 20 do 30 *cm* w ten sposób, że warstwę 7 do 8 *cm* proszku asfaltowego ubija się ogrzanym wałkiem lub babami do grubości 5 *cm*, na to daje się warstwę piasku. Pokrycie to używa się do dróg, jest jednak kruche i pęka wskutek odkształceń sprężystych mostu. Dlatego ustrój ten zarzucono.

2. Pokrycie asfaltowe lane (n. *Gussasfaltdecke*, cz. *vozovka asfaltová litá*, fr. *asphalte coulé*). Do stopionego w kotle mastyksu asfaltowego dodajemy około 20% czystego, suchego grubego piasku, nakładamy tę mięszaninę jako warstwę około 25 *mm* grubą i dajemy na tę warstwę drobnego piasku. W ten sposób utworzone pokrycie niszczy się prędko pod wpływem słońca i pod kołami. Dlatego da się użyć tylko dla chodników.

Ciężar jednego m^2 pokrycia asfaltowego o grubości *e cm* na podłożu betonowem e_1 *cm* grubem wynosi

$$g = 22\,e + 24\,e_1 \; kg/m^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 144)$$

§. 49. Pokrycie betonowe.

Trwalszym jest 1. beton asfaltowy (n. *Asphaltbeton*, cz. *beton asfaltový*) t. j. mięszanina asfaltu i żwiru tłuczonego, który się używa w warstwach 12 do 20 *cm* grubych.

Zamiast asfaltu używają też dziegciu, powstaje wtedy 2. beton dziegciowy (n. *Theerbeton*, cz. *beton dehtový*), mięszanina z dziegciu z węgli kamiennych, żwiru i piasku. W Hamburgu dobrze się zachowują pokrycia kilku mostów, które składają się z mięszaniny w takim stosunku: 0·4 m^3 żwiru średniej grubości, 0·06 m^3 piasku, 11 *kg* dziegciu z węgla kamiennego i tyleż smoły. Wszystko to zmięszane jak beton, nałożono na dylinę jako warstwę 12 *cm* grubą. Między dylami zostawiano szczeliny 1 *cm* dla lepszego połączenia.

Na moście na Ise pod Gifhorn użyto na 1 m^3 gotowego pokrycia 0·9 m^3 żwiru tłuczonego, 0·45 cm^3 miałkiego piasku, 80 *kg* dziegciu z węgla kamiennego i 80 *kg* smoły.

3. Beton wapienny (n. *Kalkbeton*, cz. *beton vápenný*) daje najmniej sprężyste pokrycie. Jest to mięszanina żwiru, betonu i piasku. Pokrycie betonowe niszczy się pod kopytami koni, dlatego nieraz pokrywa się je 2 *cm* warstwą asfaltu.

Ciężar m^2 pokrycia betonowego *e cm* grubego wynosi

dla betonu asfaltowego $g = 15\,e$ do $18\,e$ kg/m^2
„ „ dziegciowego $g = 14\,e$ do $18\,e$ „
„ „ wapiennego $g = 18\,e$ do $20\,e$ „ . . . . 145)

Szczegóły co do wykonania powyższych rodzai pokrycia należą do budowy dróg.

§. 50. Bruk kamienny.

Bruk kamienny (n. *Steinpflaster*, *pavé en pierre*, *stone-pavement*, cz. *vozovka z kamene dlazebního*) rzadko się używa na mostach blaszanych z powodu wielkiego ciężaru i z powodu niesprężystości, wskutek czego nie zmniejsza on prawie wcale wstrząśnień, 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 jednostajność drogi przy bardzo wielkim ruchu lub o względy piękności.

Bruk kamienny składa się z kostek sześciennych, których bok wynosi 10 do 14 *cm*, a przy spadku 10 do 12 *cm*, aby koniom dać więcej punktów zaczepienia. Kładzie się je na warstwie 4 do 6 *cm* grubej piasku, aby wyrównać nierówno wysokie kostki i ułatwić odprowadzenie wody. Szerokość kostek wynosi zwykle 8 do 18 *cm*, długość 12 do 22 *cm*. Strzałkę daje się równą $0{\cdot}01\,b$ do $0{\cdot}012\,b$.

Na moście należy bruk bardzo troskliwie układać i pobijać, wybierać kostki równo wysokie, a rzędy kostek ustawiać prostopadle do osi mostu. Szwy zalewa się cementem albo, co lepiej, sprężystym asfaltem, powinny one być wąskie.

Ciężar bruku kamiennego *e cm* wysokiego wraz z podsypką e_1 *cm* grubą wynosi w przybliżeniu

$$g = 25\,e + 19\,e_1 \; kg/m^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 146)$$

a więc ciężar pokrycia tego wynosi średnio 400 kg/m^2.

§. 51. 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 betonowem nie wiemy dokładnie, w jaki sposób ciśnienie się przenosi, musimy się ograniczyć przytem na niektóre wskazówki, tyczące się rozdziału ciśnienia przez warstwę żwiru, co do którego znane są nieliczne doświadczenia Frankla i Kicka:

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

1. Ciśnienie rozdziela się dla zwykłej szerokości obręczy koła = 10 *cm* na powierzchnię koła o średnicy trzy razy większej od grubości warstwy żwiru *z*.

2. Ciśnienie na powierzchnię koła nie jest równo rozdzielone, lecz wzrasta ku środkowi koła.

Rysunek 4. na t. 69. przedstawia rozdział ciśnienia na powierzchnię. Jeśli ciśnienie w każdym punkcie przedstawia rzę-

*) p. Handbuch d. Ingenieurwissenschaften II., tom 2., oddz. VIII. tr. 178.

dną, to końce tych rzędnych będą leżeć według doświadczenia w przybliżeniu na powierzchni paraboloidy obrotowej. Na pasek podstawy o szerokości b przenosi się ciśnienie C, które jest pewną częścią ciśnienia P, odpowiedną objętości części paraboloidy, ograniczonej płaszczyznami aa' i bb' *). Na tej podstawie da się obliczyć, że

$$\left.\begin{array}{lllllllll} \text{dla } \frac{b}{z}= & 0{\cdot}25 & 0{\cdot}5 & 0{\cdot}75 & 1{\cdot}0 & 1{\cdot}25 & 1{\cdot}50 & 2{\cdot}0 & 2{\cdot}5 & 3{\cdot}0 \\ \frac{C}{P}= & 0{\cdot}17 & 0{\cdot}39 & 0{\cdot}54 & 0{\cdot}68 & 0{\cdot}79 & 0{\cdot}87 & 0{\cdot}96 & 0{\cdot}99 & 1{\cdot}0 \end{array}\right| \quad . \; . \; 147)$$

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

$$\left.\begin{array}{lll} \text{dla } 1>\frac{b}{z}>0 & \frac{C}{P}=0{\cdot}71\frac{b}{z} \\ \text{„} \quad 1{\cdot}8>\frac{b}{z}>1 & \frac{C}{P}=0{\cdot}41+0{\cdot}3\frac{b}{z} \\ \text{„} \quad 3{\cdot}0>\frac{b}{z}>1{\cdot}8 & \frac{C}{P}=0{\cdot}874+0{\cdot}042\frac{b}{z} \end{array}\right| \quad . \; . \; . \; 148)$$

Ogólnie możemy napisać

$$\frac{C}{P}=a+c\frac{b}{z} \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 149)$$

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

Dla betonu możemy przyjąć, że ciężar P rozdziela się na warstwę $s=10+2z$ . . . . . 150)
równomiernie, dla bruku $s=a+2z$ . . . . . 151)
jeżeli a oznacza szerokość kostki.

Rozporządzenie austr. minist spraw wewn. z r. 1892 §. 5 brzmi: Rozdział ciśnienia należy uwzględnić przyjmując, że rozdziela się ono na pomoście żwirowanym albo betonowym przy grubości pokrycia średniej h na szerokość pomostu $10+2h$ *cm* i że jeżeli na pokryciu leży jeszcze bruk, to szerokość równa się szerokości kostki bruku zwiększonej o podwójną wysokość podsypki.

---

*) p. artykuł autora „Rozkład ciśnienia przez warstwę żwiru". Czasopismo Techn. 1883 i Wochenschrift des österr. Ing. Arch. Vereins 1882 str. 283.

§. 52. Dylina.

Pomost właściwy może być znowu albo drewnianym albo żelaznym albo kamiennym.

Drewnianym pomostem właściwym jest dylina, która może być zarazem pokryciem pomostu, o czem mówiliśmy już w §. 45. Często jednak używamy dyliny jako pomostu właściwego, jeśli pokrycie składa się ze żwirówki, bruku drewnianego lub kamiennego (t. 92. r. 3., r. 4., 6.). Obecnie ustrój ten rzadko jest używany z powodu krótkotrwałości.

Dyle kładziemy albo na belkach drewnianych lub żelaznych, zostawiając między nimi odstępy 1 do 3 *cm* dla odpływu wody i przystępu powietrza. Do drewnianych przytwierdzamy je silnymi gwoździami, deskalami, do żelaznych zaś śrubami grubemi 15 do 18 *mm* (jak podkłady według §. 14.), albo gwoździami hakowymi i śrubami drzewnemi. Naśrubki umieszczamy zawsze na dole, chociaż czasem naśrubki rozkręcają się i spadają, ale gdyby były u góry, toby rdzewiały. Główki śruby wpuszczamy w dyle.

Jeżeli jest przystęp z dołu, to dobrze jest przytwierdzić dyle listwami (t. 69. r. 5.), chociaż naprawa zawsze jest trudną. Dobrze jest kilka dyli zbić listwą razem w taflę, bo nie trzeba wtedy każdego dylu przytwierdzać. Aby sobie tego zaoszczędzić, przytrzymuje się też dyle wstęgą żelazną 40 *mm* szeroką a 5 *mm* grubą (r. 6.), kątówką (r. 7. i 8.) lub krawężnikiem (n. *Saumholz*, cz. *obrubnice*) (t. 35. r. 1. i 5.) i przytwierdza się wtedy tylko niektóre dyle.

Dylinę obliczamy jako belkę w dwu punktach podpartą. Jeśli a jest odstęp podpór, a więc rozpiętość dyliny, e grubość dylu, P ciśnienie koła, względnie przez żwir zmniejszone ciśnienie koła, τ natężenie dopuszczalne, b szerokość dylu, to

$$\tau \cdot \tfrac{1}{3} b e^3 = (\tfrac{1}{4} P a + \tfrac{1}{8} g b a^2) \frac{e}{2},$$ a stąd

$$e = \sqrt{\frac{3a}{2b\tau}(P + \tfrac{1}{2} a b g)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 152)$$

Przyjąwszy $\tau = 70\ kg/cm^2$, $b = 25\ cm$, otrzymamy

$$e = 0{\cdot}0292 \sqrt{a(P + \tfrac{1}{2} a b g)} \quad \ldots \ldots \ldots \quad 153)$$

jeśli P w *kg*, e, a i b w *cm*, g w kg/m^2.

Jeśli n. p. $a=60$ *cm*, $g=0$, to dla

$$P=0{\cdot}75 \quad 1\,5 \quad 3{\cdot}0\ t$$
$$e=6{\cdot}1 \quad 8{\cdot}8 \quad 12{\cdot}2\ cm$$

Jeżeli dylina jest pojedyncza, nienakryta, to dodajemy na zużycie 2 *cm*.

Jeżeli na dylinie leży jeszcze górna dylina gruba, to uwzględniamy ją tylko o tyle, o ile rozdziela ciśnienie koła*).

Ciężar 1 m^2 mokrej dyliny e *cm* grubej wynosi

dla drzewa miękkiego $g=9\,e$
„ „ twardego $g=10\,e$ } kg/m^2 . . . . . 154)

Ciężar śrub i gwoździ wynosi około $0{\cdot}04\,e\ kg/m^2$.

§. 53. Płyty kamienne.

Czasem zamiast dyliny używa się płyt kamiennych (n. *Steinplatten*, cz. *kamenné desky)*, na których spoczywa żwirówka. Pomost z płyt kamiennych jest wprawdzie bardzo prosty, bardzo trwały, elegancki, głuszy turkot, ale płyty takie posiadają małą wytrzymałość na zginanie i są ciężkie. Używać więc można ich chyba tam, gdzie są bardzo tanie i bardzo wytrzymałe, na małą rozpiętość 0·75 do 1 *m*, i to nadają się one raczej dla chodników, niż pod drogę jezdną, z powodu małej wytrzymałości na wstrząśnienia.

W moście drogowym nad Isą pod Gifhorn (t. 43. r. 6.) użyto płyt z piaskowca kwadratowych 12·2 *cm* grubych, bok kwadratu wynosi 1·19 *m*. Płyty te spoczywają wprost na poprzecznicach i podłużnicach, na płytach żwirówka. Grubość płyt wynosi zwykle 10 do 12 *cm*, najwyżej 16 *cm*, nigdy mniej niż 8 *cm*.

Aby płyty się nie przesuwały, dobrze jest, żeby ścianka poprzecznic nieco wystawała nad kątówkami. Aby zmniejszyć szkodliwy wpływ wstrząśnień, podłożono pod płyty w miejscu podparcia paski pilśni asfaltowej, nasyconej gorącą smołą. W ostatnich czasach zaczęto używać płyt Hennebiqua (tabl. 93. rys. 3.).

Jeżeli płyta jest podparta z dwóch stron, a rozpiętość jej wynosi l, szerokość l_1, ciśnienie skupione C, zmniej-

*) Porów. Mosty drewniane. Część I., wyd. II., str. 15.

szone przez warstwę żwiru (rów. 149), g ciężar stały na m^2, a e grubość płyty, to moment

$$M=\tfrac{1}{4}Cl+\tfrac{1}{8}g\,l_1 l^2.$$

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

a stąd

$$e=\sqrt{\frac{3l}{4l_1\tau}(2C+g\,l_1 l)} \quad \ldots\ldots\ldots 155)$$

Jeżeli płyta jest podparta z czterech stron, to dokładne obliczenie nie jest możliwe.

W przybliżeniu możemy obliczyć wymiary w następny sposób po części według Foeppla:

1. Płyta kwadratowa: *a)* Obciążenie ciągłe jednostkowe p. (t. 92. r. 5 *a*). Obciążenie całkowite wynosi $4pa^2$, zatem oddziaływanie na jednej stronie pa^2. Będzie ono ku środkowi większe, więc $x<\frac{a}{2}$.

Dla przekroju II mamy

$$M=pa^2.a+2\tfrac{1}{2}pa^2.x-2pa^2.\frac{a}{2}$$

czyli $M=pa^2x$, a że $x<\frac{a}{2}$, więc $M<\frac{pa^3}{2}$.

Jeżeli grubość płyty nazwiemy g, to

$$\tau=\frac{6M}{2a.g^2}=\frac{2pa^2x}{ag^2}=\frac{3pax}{g^2}$$

$$\text{zatem } \tau<\tfrac{3}{2}\frac{pa^2}{g^2} \quad \ldots\ldots\ldots 156)$$

Dla przekroju $II\,II$ otrzymamy, jeżeli d oznacza długość przekątni

$$M=2.pa^2\frac{d}{4}-2pa^2\frac{d}{6}=\frac{pa^2d}{6}, \text{ stąd}$$

$$\left.\tau=\frac{6M}{dg^2}=\frac{pa^2d}{dg^2}=\frac{pa^2}{g^2}\right| \quad \ldots\ldots 157)$$

a

$$\left.g=a\sqrt{\frac{p}{\tau}}\right|$$

Z doświadczeń Bacha okazało się, że płyta pęka w przekątni, z czego wynikałoby, że do obliczenia użyć należy wzoru 157).

b) Obciążenie ciężarem skupionym *P*. Oddziaływanie wynosi $\frac{P}{4}$.

Dla przekroju *II II* mamy $M=2.\frac{P}{4}.\frac{d}{4}=\frac{Pd}{8}$.

Stąd $\tau=\frac{6M}{dg^2}=\frac{3}{4}\frac{P}{g^2}$ . . . . . 158)

a $g=\sqrt{\frac{3P}{4\tau}}$ . . . . . 159)

z czego wynikałoby, że natężenie w przekątni jest niezależne od *a* i *d*, bo im większa płyta, tem większe też *d*.

Dla przekroju *II* jest

$$M=\frac{P}{4}a+2\frac{P}{8}.x=\frac{P}{4}(a+x),$$

Stąd $\tau=\frac{6M}{2ag^2}=\frac{3}{4}\frac{P(a+x)}{ag^2}$. Ponieważ $a<\frac{g}{2}$, więc

$$\tau<\tfrac{9}{8}\frac{P}{g^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 160)$$

Z porównania 158) i 160) widzimy, że natężenie w przekątni *II* może być większe, musimy więc obliczać grubość wedle 160).

2. Płyta prostokątna (r. 5*b*) *a*) Obciążenie ciągłe. Obciążenie całkowite wynosi $4pab$, więc po obu stronach przekątni wynoszą oddziaływania po $2pab$. Zatem $M=2pab.\frac{c}{2}-$

$-2pab.\frac{c}{3}=\frac{pabc}{3}$. Stąd $\tau=\frac{6M}{dg^2}=\frac{2pabc}{dg^2}$. Z rysunku mamy $cd=4ab$, $d^2=4(a^2+b^2)$, więc $\frac{c}{d}=\frac{4ab}{4(a^2+b^2)}=\frac{ab}{a^2+b^2}$, zatem $\tau=$

$=\frac{2pab.ab}{g^2(a^2+b^2)}$,

$$\tau=2p\frac{a^2}{a^2+b^2}\frac{b^2}{g^2} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 161)$$

a $$g=ab\sqrt{\frac{2p}{\tau(a^2+b^2)}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 162)$$

b) Obciążenie ciężarem skupionym *P*. Dla *II II* wynosi oddziaływanie po obu stronach przekątni po $\frac{P}{2}$. Zatem

$M=\frac{Pc}{2\,2}=\frac{Pc}{4}$. Stąd $\tau=\frac{6M}{dg^2}=\frac{3}{2}\frac{Pc}{dg^2}=\frac{3}{2}\frac{P}{g^2}\frac{ab}{a^2+b^2}$ . . . . . 163)

$$g=\sqrt{\frac{3P}{2\tau}\frac{ab}{a^2+b^2}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 164)$$

Dla przekroju *I I* przypuśćmy, że oddziaływanie jest proporcyonalne do długości, więc na jednostkę $\frac{P}{4(a+b)}$, na długości $2a$ $\frac{Pa}{2(a+b)}$, na długości $2b$ $\frac{Pb}{2(a+b)}$. Zatem

$$M=\frac{Pa}{2(a+b)}a+\frac{2Pb}{4(a+b)}x=\frac{Pa^2+Pbx}{2(a+b)}.$$

Stąd $\tau=\frac{6M}{2ag^2}=\frac{3P}{2ag^2}\frac{a^2+bx}{(a+b)}$. A że $x<\frac{a}{2}$, więc

$$\tau<\frac{3}{4}\frac{\mathbf{Pa}}{\mathbf{g^2}}\frac{\mathbf{2a+b}}{\mathbf{a+b}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 165)$$

$$\text{zatem } g<\frac{3Pa}{4\tau}\frac{2a+b}{a+b} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 166)$$

Uwzględnić należy τ, względnie g, większe, otrzymane z obu wzorów 163) do 166).

Velflik oblicza także natężenie i grubość płyt i dochodzi do następnych wzorów dla kwadratowych płyt

$$g=\sqrt{\frac{3(4pa^2+3C)}{8\tau}} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 167)$$

$$\text{a } \tau=\frac{3(4pa^2+3C)}{8g} \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad . \quad 168)$$

Co do natężenia dopuszczalnego τ na złamanie, to doświadczenia, robione przez Bauschingera, wykazały, że możemy przyjąć dla pewności $n=10$, natężenie dopuszczalne

	τ w kg/cm^2
dla miękkiego piaskowca	3
„ dolomitu	5
„ twardszego piaskowca	6
„ wapienia jurajskiego	7
„ twardego piaskowca	8
„ trachytu	12
„ granitu	17
„ diorytu	21
„ łupku łyszczykowego	25

Ciężar 1 m^2 płyt kamiennych o grubości e wynosi
$g = 22\,e$ do $27\,e$ *kg* . . . . . 169)

§. 54. Sklepienia.

We Francyi bardzo często używają jako pomostu właściwego sklepień kolebkowych (n. *Kappengewölbe*, fr. *berceau à lunettes*, a. *welshvault*, cz. *klenuty podklad vozovki)* nietylko dla mostów drogowych, ale i kolejowych. Sklepienia te są ciężkie, wymagają więc silniejszych belek. Dla wielkich rozpiętości nie dadzą się zatem z tego powodu użyć, dla małych zaś nadwyżka ciężaru belek nie wynosi wiele, a ciężar ich zmniejsza wstrząśnienia. Sklepienia te są najczęściej ceglane (t. 52. r. 2.), rzadziej betonowe (t. 88. r. 7.), a w ostatnich czasach zaczęto używać też sklepień ustroju Moniera (t. 54. r. 1.), lub Melana (t. 88. r. 5 *a*, *b*). Sklepienia Moniera są lepsze, bo wytrzymałość na ciągnienie jest większa.

Aby zmniejszyć ciężar sklepienia, używa się także cegieł próżnych. Nad sklepieniem robi się albo nadmurowanie albo pokrywa się je warstwą betonu, która najczęściej pokrywa belki żelazne (t. 88. r. 6), na których oparte są sklepienia. Na tej warstwie daje się warstwę cementu 2 do 4 *cm* grubą, a na tem żwirówkę. Odwodnienie uskutecznia się jak przy mostach sklepionych (t. 54. r. 2., t. 88. r. 6.).

Sklepienia opierają się albo o poprzecznice, albo też o podłużnice i belki główne (t. 52. r. 2.). W pierwszym wypadku ostatnie sklepienie musi być oparte także o poprzecznicę, a nie o przyczółek, bo nie możemy łączyć sklepieniem stałego przyczółka z ruchomą poprzecznicą.

Rozpiętość sklepień zmienia się od 0·85 do 2·30 *m*, najczęściej jednak wynosi 1·0 do 1·5 *m*. Sklepienia żelaznobetonowe mają zwykle większą rozpiętość 2·75 *m* (most na Spittel pod Jessnitz t. 54. r. 1.) a nawet i więcej.

Grubość sklepienia zmienia się od 11 *cm* do 22 *cm*, jednak zwykle nie przekracza 15 *cm*. Strzałka wynosi od $^1/_6$ do $^1/_{10}$ zwykle $^1/_8$ do $^1/_9$, wyjątkowo widzimy w moście Vichy $\frac{f}{l} <= {}^1/_4$ t. 88. r. 1.).

Parcie poziome sklepień należy znieść kątówkami lub wstęgami (t. 52. r. 2.).

Grubość sklepienia d oblicza Winkler jak dla łuku i otrzymuje

$$C=\frac{980\,b\,f\,d^2}{l(f+2\,d)}\ldots t \quad \ldots\ldots\ldots 170)$$

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

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

to dla $d=$	0·10	0·15	0·20	0·25 m
$l=1{\cdot}0\ m$ $C=$	1·7	2·9	4·2	5·4 t
$l=1{\cdot}5\ m$ $C=$	1·5	2·6	3·8	5·0 t
$l=2{\cdot}0\ m$ $C=$	1·3	2·3	3·4	4·6 t

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 następny sposób. Przy płaskiem sklepieniu parabolicznem otrzymamy największy moment dodatni w punkcie zaczepienia siły $M=0{\cdot}0860\,Pl$*). Z powodu rozkładu ciśnienia przez żwir zmniejsza się ten moment znacznie tak, że możemy przyjąć $M=0{\cdot}022\,Pl$. Przytem powstaje parcie poziome $H_1=0{\cdot}086\,P\frac{l}{f}$, a z powodu ciężaru własnego na szerokość paska b

$$H_2=0{\cdot}125\frac{g\,b\,l}{f}$$

Wtedy natężenie w przekroju o szerokości b a grubości d będzie

$$\tau=\frac{H_1+H_2}{b\,d}+\frac{6\,M}{b\,d^2} \quad \ldots\ldots\ldots 171)$$

Szerokość b, na którą się ciśnienie rozkłada, możemy przyjąć $3\,c$, najwyżej 0·5 m. Jako ciężar własny możemy przyjąć w przybliżeniu wedle Winklera

$$g=80+80\,P+40\,Pl\ kg/m^2 \quad \ldots\ldots 172)$$

przyczem P oznacza ciśnienie koła w t, l rozpiętość sklepienia w m.

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

*) p. rozp. aut: „Analityczne oznaczenie linij wpływowych dla łuku parabolicznego dwu i bezprzegubowego“, Warsz. 1883. str. 8,

Dla $\frac{f}{l}=\frac{1}{10}$ i przyjąwszy dla muru ceglanego w zaprawie cementowej na ciśnienie $\tau=11\ kg/m^2=110\ t/m^2$, zaś na ciągnięcie $\tau_2=\frac{1}{7}\tau=1{\cdot}5\ kg/m^2$, otrzymamy

$$C=\frac{150\,d^2}{27\,f-7{\cdot}5\,d} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 178)$$

Na tej podstawie oblicza Haeseler następną tabliczkę

grubość sklepienia	$d=0{\cdot}12$	$0{\cdot}18$	$0{\cdot}25\ m$
$l=1{\cdot}0\ m$, $f=0{\cdot}10\ m$	$C=1{\cdot}2$	$3{\cdot}6$	$10{\cdot}1\ t$
$l=1{\cdot}5\ m$, $f=0{\cdot}15\ m$	$C=0{\cdot}7$	$1{\cdot}8$	$4{\cdot}3\ t$

Z wzoru tego wypadają dla C mniejsze wartości, niż wedle Winklera.

§. 55. Płyty z żelaza lanego.

Płyt z żelaza lanego (n. *Gusseisen*, cz. *litinová deska)* używano dawniej bardzo często, zwłaszcza przy mostach angielskich. Płytom bowiem tym można nadać kształt najkorzystniejszy, wskutek tego wymagają niewiele materyału. Sam jednak materyał jest zanadto kruchy, co jest tem bardziej ujemną stroną tych płyt, że znaczne wstrząśnienia nie dadzą się tu uniknąć, zwłaszcza przy mostach kolejowych. Aby je ile możności zmniejszyć, potrzeba użyć wielkiej nadsypki, która znów powiększa znacznie ciężar mostu. W Niemczech bardzo mało używają z tego powodu płyt z żelaza lanego i chyba dla mostów drogowych, w Austryi użycie żelaza lanego nie jest dozwolonem.

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 belek podpierających. Dlatego najczęściej płyty te są podparte z dwu stron. Rozpiętość ich wynosi $0{\cdot}5\ m$ do $2\ m$, zwykle $0{\cdot}75\ m$.

Dla zwiększenia wytrzymałości robimy płyty z żebrami, do góry zwróconemi (t. 52. r. 11.), bo wytrzymałość żelaza lanego na ciśnienie jest większa; dla otrzymania równego pomostu korzystniejszemby było urządzenie żeber u dołu. Czasem dajemy żebra i u góry i u dołu.

Płyty pokrywamy warstwą betonu, żwiru lub piasku. Powinniśmy unikać umieszczania bezpośrednio na płytach grubego żwiru, gdyż może on przy wstrząśnieniach wywołać pęknięcie.

Dla odwodnienia należy porobić w płytach dziury, które dobrze jest zakryć glinianemi półkulistemi czapkami (t. 40. r. 4.), przezco 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 dwu punktach podparte, przyjmujemy przytem z powodu wstrząśnień natężenie na ciągnienie $\tau=240\ kg/cm^2$, na ciśnienie $\tau'=600\ kg/cm^2$. — Ze względu jednak na wykonanie wymiary nie mogą być mniejsze niż 12 do 15 *mm*.

Jeżeli płyta ma n żeber, to na część płyty z jednem żebrem wypada $\frac{1}{n}$ część ciśnienia koła C, zatem

$$najw\ M=\frac{1}{4n}Cl+\frac{1}{12n}gbl^2 \quad \ldots\ldots 179)$$

Jeżeli płyta podparta jest z czterech stron, to dokładne obliczenie nie jest możliwe i najlepiejby było w danym razie robić doświadczenia. Jeżeli nazwiemy boki prostokąta l_1 i l (t. 69. r. 9.), przyczem $l_1>l$, jeżeli J'_1 nazwiemy średni moment bezwładności dla przekrojów // do AD, J' dla przekrojów // do AB, J moment bezwładności dla przekroju EF w środku rozpiętości, e_1 i e_2 odstępy włókna skrajnego ciągnionego i ciśnionego od osi w tym przekroju, C siłę skupioną wraz z $\frac{1}{3}$ ciężaru stałego, to według Winklera jest w przybliżeniu

$$\frac{\tau_1}{e_1}\ \text{albo}\ \frac{\tau_2}{e_2}=\frac{3}{8}\cdot\frac{Cl}{J}\cdot\frac{Jl^3_1}{J'l^3_1+J'_1l^3} \quad \ldots\ldots 180)$$

Ciężar płyt z żelaza lanego możemy przyjąć w przybliżeniu z Winklerem

$$g=100+13\,Cl\ kg/m^2, \quad \ldots\ldots 181)$$

przyczem wstawiamy l w metrach, C ciężar koła w t. — Więc ciężar samych płyt wynosi od 120 do 180 kg/m^2.

§. 56. Płyty stalowe.

Zamiast żelaza lanego lepiej używać stali. Płyty stalowe (n. *Stahlplatte*, cz. *ocelová deska)* w najnowszych czasach układano

na belkach drewnianych, lub żelaznych. Płyty te są albo kwadratowe, jak na moście Hohenbrücke w Królewcu na Pregoli, przyczem $a=50$ *cm*, albo podługowate jak w Królewskiej Hucie na Szląsku, gdzie $a=66{\cdot}5$ *cm*, $b=15$ *cm*.

Płyty są u góry opatrzone wielu wgłębieniami, u dołu zaopatrzone żebrami (t. 91. r. 1.). W Królewcu sama płyta jest 7 *mm* gruba, żebro górne 8 *mm*, dolne 37 *mm* grube. Okazały się one dobre, lecz dla ciężaru koła 3*t* trochę za słabe, gdyż zdarzały się pęknięcia. Na drugim moście w Królewcu „Kottelbrücke" zrobiono więc żebra zakrzywione tak, że cała wysokość w środku wynosi 70 *mm*.

§. 57. Kształtówki.

Obecnie najczęściej używa się zwłaszcza w Austryi kształtówek walcowanych z żelaza spawalnego do wykonania pomostu właściwego. Kształtówki podobnie, jak przy dylinie, kładzie się jednę obok drugiej podparte w odstępach około 1·3 do 1·4 *m*, zostawiając dla lepszego odwodnienia odstępy 2 do 3 centymetrowe. Na kształtówki daje się warstwa żwiru 12 do 20 *cm* gruba.

Pomost z kształtówek jest trwały, kształtówki z żelaza spawalnego nie są tak kruche, jak żelazo lane, stężają dobrze pomost, dadzą się łatwo użyć dla jakiejkolwiek szerokości pomostu i odstępu belek podpierających także przy mostach ukośnych, odwodnienie jest bardzo dobre, kształtówki mogą wystawać, wskutek czego odstęp belek może być mniejszy, do kształtówek dadzą się łatwo przytwierdzić poręcze. Jako niekorzyść możemy przytoczyć tylko tę okoliczność, że z powodu, że każda kształtówka działa osobno dla siebie, rozdział ciśnienia koła jest trochę niekorzystniejszy, niż przy innych rodzajach pomostu.

Przekrój kształtówek może być rozmaity, powinien on być takim, aby moment oporu $\frac{J}{e}$ był jak największy, przyczem szerokość powinna być największa. Najprzód przy budowie mostu Arcole w Paryżu (tabl. 39. r. 2.) zastosowano szyny Barlowa. Przy moście na Lahnie w Ems (t. 39. r. 3.) użyto szyn mostowych *(Brückenschienen)*, obecnie najczęściej używają kształtówek trapezowych (t. 51. r. 3.) i zoresówek złobkówek

(n. *Zoreseisen*, cz. *železo zlabkové*, *zoresové*) (t. 42. r. 1.), których kształt szczególniej nadaje się do tego celu, bo mają szeroką, płaską podstawę i krzywe ściany, korzystne na boczne ciśnienie żwiru. Długość ich wynosi do 10 *m*, wyjątkowo do 12 *m*. Na t. 23. r. 4. widzimy szczególny ustrój pomostu, użyty przy moście na Wharfie, gdzie w tym celu, aby pomost był nieprzemakalny, położono jedną kształtówkę dnem do góry, drugą na dół i połączono je nitami, wreszcie pokryto je betonem.

Kształtówki układamy albo w kierunku osi mostu, albo też, co lepiej ze względu na stężenie prostopadłe w kierunku prostopadłym do osi i przytwierdzamy nitami do belek głównych, poprzecznic lub podłużnic, przyczem wystarczy przytwierdzić każdą kształtówkę do każdej belki jednym nitem. Nity jednak osłabiają kształtówki, jesteśmy nimi krępowani przy podziale odstępów nitów, mogą być wreszcie dla kształtówek za wielkie, dlatego używają śrub hakowych (t. 93. r. 2.), albo też śrub zwykłych, które przechodzą przez płytki, przytrzymując główkę belki (t. 93. r. 4.). Ustrój ten jednak jest jeszcze droższy. Lepsze więc jest takie połączenie, które nie wymaga żadnych dziur. T. 42. r. 1 *b* przedstawia przytwierdzenie kształtówek blaszkami według patentu Prašila, które zagięte chwytają pas górny belki.

Powiedzieliśmy, że dla lepszego odwodnienia zostawiamy między kształtówkami odstępy 2 do 3 centymetrowe. Aby zapobiedz wysypywaniu się piasku i drobnego żwiru szczelinami, przykrywamy je większymi kamieniami lub cegłami (t. 21. r. 2 *a*) rurami drenowemi (t. 92. r. 2.). Czasem dają się odstępy większe 10 do 12, a nawet 18 *cm* (t. 48. r. 1.), wtedy zakłada się je regularnymi większymi kamieniami, przezco zyskuje się jednak około 16% na kształtówkach (t. 21. r. 2 *b*). Nie dobrze jest wszakże robić tak wielkich odstępów, bo płyty kamienne łatwo pękają, jak to się n. p. stało przy moście Montblanc w Genewie. Przy moście na Neckarze w Heidelbergu (t. 91. r. 3. i 4.) połączono zoresówki cegłami wypukłemi formowanemi. Wyjątkowo pokrywa się zoresówki betonem, jeżeli chodzi o pomost nieprzepuszczalny (t. 36. r. 1.) i odprowadza odpowiednio wodę.

Boczne ograniczenie żwirówki jest potrzebne, aby żwir nie wypadał. Jeżeli belka główna nie ogranicza żwirówki, to mu-

simy to zrobić osobnym krawężnikiem (n. *Saumträger*, cz. *obrubny nosník*, *obrubnice*).

Jeżeli zoresówki wystają poza belki główne, to przynitowuje się krawężnik w kształcie *T* (t. 91. r. 2*a*), albo składający się z wstęgi i kątówki (t. 91. r. 2*b*), silniejszy z dwiema kątówkami (t. 30. r. 1*b*). W moście na Gersbach w Chrastawie (t. 91. r. 2*c*) użyto kształtówki *U*.

Jeżeli żwirówka sięga blisko belek głównych, to ograniczamy ją często wyższą podłużnicą skrajną (n. *Saumlängsträger*, cz. *obrubní podélník*) o przekroju *Z* (t. 30. r. 2.) lub *U* (t. 91. r. 5.), lub na zwykłej podłużnicy kładziemy zoresówki i kończymy krawężnikiem (t. 92. r. 1.). W ten sposób odgranicza się też drogę jezdną, pozostawiając szczelinę między drogą a chodnikiem (t. 91. r. 6), dla lepszego odwodnienia.

Odstęp punktów podparcia zoresówki wynosi zwykle od 0·85 *m* do 1·3 *m*, większe odstępy zwykle są niemożliwe ze względu na mały moment oporu zoresówki.

Jeżeli ciśnienie koła jest *C* (t. 69. r. 10.), to najprzód wyznaczyć należy według rów. 148) ciśnienie *C'*, zmniejszone wskutek działania warstwy żwiru 2 *cm* grubej. Ciśnienie to *C'* rozkłada się nierówno na długości 3*z*, zamiast tego przyjmiemy w przybliżeniu, że rozdziela się ono jednostajnie na długość zmniejszoną (t. 69. r. 11.)

$$x = 2z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 182)$$

Przy mostach kolejowych dane jest położenie ciśnienia *C'*, przy drogowych jest ono zmienne. *Najw* moment otrzymamy, gdy koło stoi w środku rozpiętości.

Jeżeli ciężar pomostu (kształtówek i żwiru) jest $g\ kg/m^2$, to na m. b. kształtówki wypada $g b_1$, więc oddziaływanie dla belki w dwu punktach podpartej

$$O_1 = \tfrac{1}{2} C' + \tfrac{1}{2} g b_1 l,$$

a moment w środku belki *E*

$$M_1 = O_1 \tfrac{1}{2} l - \frac{C'}{x} \cdot \frac{x}{2} \cdot \frac{x}{4} - \tfrac{1}{2} g b_1 l = \tfrac{1}{4} C' l - C' \frac{x}{8} + \tfrac{1}{8} g b_1 l^2$$

$$M_1 = \left(0{\cdot}25 - 0{\cdot}125 \frac{x}{l}\right) C' l + 0{\cdot}125\, g\, b_1\, l^2$$

Jeżeli kształtówki uważać będziemy jako belki ciągłe, to w przęśle skrajnem jest*)

$$M_2 = \left(0{\cdot}21 - 0{\cdot}142\frac{x}{l}\right) C' l + 0{\cdot}077\, g\, b_1 l^2,$$

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

$$M = \left(0{\cdot}23 - 0{\cdot}134\frac{x}{l}\right) C' l + 0{\cdot}101\, g\, l^2 b_1 \quad \ldots \quad 183)$$

Przekrój obliczymy z wzoru $\frac{J}{e} = \frac{M}{\tau}$**) . . . . . 184)

Wartości $\frac{J}{e}$ znane są dla rozmaitych numerów kształtówek.

Ponieważ z początku nie znamy ciężaru własnego, więc przy pierwszem obliczeniu możemy drugi wyraz w równaniu 183) opuścić, zato M powiększyć o 10% i na podstawie rów. 184) wyznaczyć numer kształtówki, poczem możemy drugi raz dokładnie obliczenie przeprowadzić.

Aby ciśnienie C rozdzielało się na więcej zoresówek, czasem łączą zoresówki poprzecznie kątówką. Możnaby wprawdzie w ten sposób zaoszczędzić coś na zoresówkach, ale trzeba dodać kątówkę, ostatecznie więc korzyści nie mamy.

Ciężar kształtówek (bez żwirówki) możemy zresztą w przybliżeniu wyznaczyć w następny sposób.

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

W praktyce możemy w przybliżeniu przyjąć $\frac{x}{l} = 0{\cdot}3$, $0{\cdot}101\, g\, l^2 b_1 = 0{\cdot}02\, C' l$, to otrzymamy z rów. 183) $M = 0{\cdot}21\, C' l$.

Ciężar kształtówek g_1 w kg/m^2 jest, jeżeli γ oznacza ciężar gatunkowy w kg/dm^3, A wyrazimy w cm^2, a b_1 w cm, $g_1 = \frac{10\gamma A}{b_1}$, a wstawiwszy wartości, otrzymamy

$$g_1 = \frac{10\beta\gamma}{b_1}\sqrt{\frac{J}{e}b} = \frac{10\beta\gamma}{b_1}\sqrt{\frac{21000\, C' b\, l}{\tau}} \quad \ldots \quad 185)$$

---

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

**) p. Podr. Statyki Budowli II. wyd. str. 108. rów. 147.

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

$$g_1 = 85{\cdot}4\,\beta\sqrt{C'l} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 186)$$

Spółczynnik β jest wedle poprzedniego

$$\beta = A\sqrt{\frac{e}{bJ}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 187)$$

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

kształtówka	β
Szyny mostowe	1·52
„ Barlowa	0·847
Progi Vautherina	0·643
Zoresówki austryackie	0·66
„ niemieckie	0·60
Szyny kolejowe stalowe pruskie	1·13

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

Zoresówki niemieckie (t. 69. r. 12.)

Numer	h	b	a	e	c	c_1	A	g	β	J_x	J_y	$\frac{J}{c}$
	milimetrów						cm^2	kg/m		cm^4	cm^4	cm^2
5	50	120	33	21	3	5	6·8	5·3	0·63	23·2	86·4	9·27
6	60	140	38	24	3·5	6	9·5	7·3	0·64	47·2	164	15·8
$7\frac{1}{2}$	75	170	48·5	28·5	4	7	13·4	10·3	0·61	105	347	27·9
9	90	200	53	33	4·5	8	17·9	13·8	0·59	206	651	45·8
11	100	240	63	39	5	9	24·2	18·6	0·57	421	1272	76·5

Jeżeli kształtówki wystają poza podporę o długość a_1, to największy moment w części wystającej będzie

$$najw\ M = C'a_1 + \tfrac{1}{2}g_1 b_2 a_1^2 \quad \ldots\ldots \quad 188)$$

jeżeli ciężar C może działać na końcu zoresówki.

*) II. wyd. str. 172.

Jeżeli moment ten zrobimy równym momentowi według 183), to otrzymamy największe możliwe a_1. Jeśli ciężaru własnego nie uwzględnimy, to $0{\cdot}21\ C'l = C'a_1$, więc

$$\text{najw } a_1 = 0{\cdot}211 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 189)$$

§. 58. Blacha falista.

Blacha falista (n. *Wellenblech*, *Wellblech*, fr. *tole ondulée*, a. *corrugated plate*, cz. *vlnitý plech)*, używana tak często w budownictwie, da się z korzyścią zastosować także jako podkład właściwy mostów żelaznych. Jak wiadomo, przekrój blachy falistej ograniczony jest dwiema liniami równoległemi falistemi (t. 69. r. 13.). Blachy faliste wyrabiają w tablicach szerokich $0{\cdot}4b$ do $0{\cdot}95\ m$, długich 3 najwyżej $5\ m$.

Szerokość fal płaskiej blachy falistej (n. *flaches Wellblech*, cz. *plochý vlnitý plech)* (r. 14.) $b = 60$ do $300\ mm$, wysokość $h = 25$ do $150\ mm$, grubość $c = 1$ do $6\ mm$, kąt środkowy $\alpha = 60$ do 90^0.

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

$$J = b\,h^2 c\left(0{\cdot}105 + 0{\cdot}18\frac{h}{b}\right) \quad \ldots\ldots\ldots \quad 190)$$

a ciężar blachy

$$g = \left(58 + 126\frac{h}{b}\right)c\ kg/m^2 \quad \ldots\ldots\ldots \quad 191)$$

jeżeli c wyrazimy w cm.

Na jeden metr szerokości blachy otrzymamy

$$J_1 = 100\frac{J}{b} = \left(10{\cdot}5 + 18\frac{h}{b}\right)h^2 c \quad \ldots\ldots\ldots \quad 192)$$

Dalej mamy $W = \frac{J}{c} = \frac{2}{h+c}J$. Przyjmijmy $\frac{h}{h+c} = 0{\cdot}96$, to

$$W_1 = \frac{J_1}{c} = \left(20{\cdot}2 + 34{\cdot}5\frac{h}{b}\right)h\,c \quad \ldots\ldots\ldots \quad 193)$$

Widzimy stąd, że spółczynnik oporu jest proporcyonalny do h i do grubości c.

Ze względów statycznych korzystniejszą jest blacha falista dźwigarowa (n. *Trägerwellblech*, cz. *nosny vlnity plech)* (rys. 15.), której fale są wąskie a wysokie. Tu przyjmujemy

$b=60$ do 200 mm, $h=40$ do 150 mm, $c=1$ do 6 mm. Dla drogi jezdnej przyjmujemy *najmn* $c=4$ do 5 mm, dla chodników 3 mm, gdyż cieńsze blachy łatwo się wyginają i rdzewieją. Moment bezwładności otrzymamy według Landsberga

$$J=\frac{c}{4}\left[\frac{2}{3}h^3+\frac{b^3\pi}{16}+b^2h+\frac{b\,h^2\pi}{2}\right] \quad \ldots\ldots 194)$$

a według Winklera w przybliżeniu

$$J=\left(0{\cdot}100+0{\cdot}193\frac{h}{b}\right)b\,h^2c \quad \ldots\ldots 195)$$

zatem

$$J_1=\left(10+19{\cdot}3\frac{h}{b}\right)h^2c \quad \ldots\ldots 196)$$

A że $W_1=\frac{J_1}{e}=\frac{2J_1}{h+c}$, a $\frac{h}{h+c}=0{\cdot}96$, więc

$$W_1=\left(19{\cdot}2+37\frac{h}{b}\right)hc \quad \ldots\ldots 197)$$

Ciężar zaś otrzymamy dokładniej

według Landsberga $g=77\left[0{\cdot}57+2\left(\frac{h}{b}-\frac{c}{b}\right)\right]c$ kg/m^2

a wedle Winklera $g=\left(44+156\frac{h}{b}\right)c$ „ $\quad \ldots 198)$

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

Pfeffer oblicza w *Öst. Wochen f. d. öff. Baudienst* (1902 str. 308) momenty bezwładności blachy falistej i otrzymuje przybliżone wyniki

$$\left.\begin{aligned} J&=C.c.h^3\\ W&=2c.\frac{c\,h^3}{h+c}\end{aligned}\right\} \quad \ldots\ldots 199)$$

przyczem C oznacza spółczynnik zależny od $n=\frac{b}{h}$. Spółczynniki te są następujące:

I. Blacha dźwigarowa $\frac{b}{h}=n\leqq 2u$, dokładnie

$$C=\frac{c}{192}[32+24(\pi-2)n-24(\pi-3)n^2+(9\pi-28)n^3] \quad \ldots\ldots 200)$$

Wedle Mayera otrzymamy jednak w przybliżeniu

$$C=0{\cdot}1681+0{\cdot}1374n-0{\cdot}0126n^2 \quad \ldots\ldots 201)$$

przyczem błąd wynosi najwięcej $^1/_8\,\%$.

II. Blacha płaska. Tu otrzymamy dokładnie

$$C=\frac{n^2+4}{1024}[(3n^4-8n^2+48)\,\text{łuk}\,st\,\frac{2}{n}-6n(n^2-4)] \quad . \; . \; 202)$$

a wedle Mayera w przybliżeniu

$$C=0{\cdot}2327+0{\cdot}664n+0{\cdot}0067n^2 \quad . \; . \; . \; . \; . \; 203)$$

przyczem największy błąd wynosi $^1/_{10}\,^0/_0$.

Poniżej podajemy jako przykład tabliczkę dla momentu wytrzymałości i wymiarów blach kuźnicy cieszyńskiej (t. 93. r. 6.). W praktyce każda kuźnica ma blachy o innych wymiarach.

Tablica wymiarów blach falistych

w kuźnicach arcyksiążęcych w Cieszynie.

Liczba blachy	Wymiary					Waga		dla jednej fali $W=\frac{J}{e}$	Najw. długość tabl. w m
	szerokość b	wysokość fali $h-c$	grubość c	szerokość tabl. s	ilość fal	m. b. tablicy	m^2 bez względu na styki	cm^3	
	milimetry					kilogr.			
1	70	20	0·5	560	8	2·8	5·1	0·230	2·0
2			0·75			4·1	7·5	0 340	2·5
3			1·0			5·6	10·2	0·450	3·0
4			1·25			7·0	12·8	0·560	3·5
5			1·5			8·4	15·3	0·680	4·0
6	100	30	0·75	500	5	3·9	7·8	0·740	2·5
7			1·0			5·1	10·2	0 990	3·0
8			1·25			6·4	12·8	1·240	3·5
9			1·5			7·7	15·4	1·480	4·0
10	100	40	0·75	500	5	4·4	8·8	1·080	2·5
11			1·0			5·8	11·6	1·440	3·0
12			1·25			7·2	14·4	1·800	3·5
13			1·5			8·7	17·4	2·160	4 0
14	100	50	1·0	500	5	6·6	13·2	1·95	3·0
15			1·25			8·3	16 6	2·44	3·5
16			1·5			9·9	19·8	2·93	4·0
17			2·0			13·2	26·4	3·90	4 0
18	100	60	1·0	500	5	7·4	14·8	2·49	3·0
19			1·25			9·2	18 2	3·15	3·5
20			1·5			11·1	22·2	3·81	4·0
21			2·0			14·8	29·6	4·98	4·0
22	100	80	1·5	500	5	13·3	26·6	6·00	3·0
23			2·0			17·9	35·8	8 00	4·0
24	100	100	1·5	500	5	15·8	31·6	8·60	3 0
25			2·0			21·0	42·0	11·49	4·0

Liczba blachy	Wymiary					Waga		dla jednej fali $W=\frac{J}{e}$	Najw. długość tabl. w m
	szerokość b	wysokość fali $h-c$	grubość c	szerokość tabl. s	ilość fal	m. b. tablicy	m^2 bez względu na styki		
	milimetry					kilogr.		cm^3	
26	120	60	1·0	600	5	7·6	12·2	2 6	3·0
27			1·5			11·4	19·0	3·9	3·5
28			2·0			15 2	25·2	5·2	4·0
29	120	80	1·5	600	5	14·0	23·2	6·3	3·0
30			2·0			18·7	31·0	8 3	4·0
31			2·5			23 3	38·7	10·3	4·5
32	120	100	1·5	600	5	16·6	26·9	3 9	3 0
33			2 0			21·6	35·9	11·8	3·5
34			2·5			27·0	44·8	14·8	4 0
35	120	120	1·5	600	5	18·6	31·0	11·9	3
36			2·0			24·8	41·3	15·9	3·5
37			2·5			31·1	51·6	19·9	4
38			3·0			37·3	61·9	23·9	5
39	160	100	1·5	800	5	18·0	22 5	10·2	3
40			2·0			24·0	30·0	13·5	3·5
41			2·5			30·0	37·5	16·7	4
42	160	120	1·5	800	5	20 3	25·4	13·4	3
43			2·0			27·1	33·9	17·8	3·5
44			2·5			33·8	42·3	22·3	4
45	160	140	2	800	5	30·2	37·7	23·0	3
46			2 5			37·7	47·1	28·7,	3·5
47			3			45·3	56·6	34·5	4
48	160	160	3	800	5	49·8	62 4	42·7	3
49			3 5			58·2	72·7	49·8	4
50			4			66·6	83·2	57·0	5
51	200	140	2	800	4	26·5	33·1	25·3	3
52			2·5			33·1	41·4	31·6	4
53			3			39·8	49·7	38·0	5
54	200	160	2	800	4	28·9	36·1	31·3	3
55			2·5			36·2	45·2	39·1	4
56			3			43·4	54·2	47·0	5
57	200	180	2	800	4	31·4	39·2	37·8	3
58			2·5			39·3	49·1	47·3	4
59			3			47·1	59·0	56·7	4
62	200	200	3	800	4	50·9	63·6	67·4	4
63			3·5			59·4	74·2	78 6	4·5
64			4			67·8	84·8	90·2	5
65			4·5			76·3	95·4	100·9	5·6
66			5			84·8	106 0	111·4	6

Waga blachy cynkowanej jest większa

dla c=0·50 0·75 1 1·25 1·5 2—2·5 3 *mm*

o 28% 22 16 13·5 11·5 6·5 5·5%.

Podręcznik Hütte podaje następne tabliczki

Blacha płaska.

szerokość fali b *mm*	wysokość fali b *mm*	przekrój na 1 *m* szerokości blachy	ciężar 1 m^2 blachy	$W=\frac{J}{e}$ dla 1 m. b. szer. blachy	szerokość fali b *mm*	wysokość fali b *mm*	przekrój na 1 *m* szerokości blachy	ciężar 1 m^2 blachy	$W=\frac{J}{e}$ dla 1 m. b. szer. blachy
		na 1 *mm* grub. blach.					na 1 *mm* grub. blachy		
		cm^2	*kg*	cm^3			cm^2	*kg*	cm^3
60	30	15·7	12·3	11·4	150	60	13·8	10·8	20·6
70	35	15·7	12·3	13·3	150	75	15·7	12·3	28·6
75	30	13·8	10·8	10·3	160	65	13·9	10·9	22·6
80	40	15·7	12 3	15·2	160	80	15·7	12·3	30·5
85	35	14·0	11·0	12·4	170	85	15·7	12·3	32·4
90	45	15·7	12·3	17·1	175	70	13·8	10·8	24·0
100	40	13·8	10·8	13·8	180	90	15·7	12·3	34·4
100	50	15·7	12·3	19·0	185	75	13·9	10·9	26·1
110	45	14·0	11·0	15·8	190	95	15·7	12·3	36·3
110	55	15·7	12·3	20·9	200	80	13·8	10 8	27·5
120	60	15·7	12·3	22·9	200	100	15·7	12·3	38·2
125	50	13·8	10·8	17·2	220	110	15·7	12 3	42·0
130	65	15·7	12 3	24·8	240	120	15·7	12·3	45·8
135	55	13·9	10·9	19·2	250	100	13·8	10·8	34·4
140	70	15·7	12·3	26·7					

Blacha dźwigarowa.

szerokość fali b *mm*	wysokość fali b *mm*	przekrój na 1 *m* szerokości blachy	ciężar 1 m^2 blachy	$W=\frac{J}{e}$ dla 1 m. b. szer. blachy	szerokość fali b *mm*	wysokość fali b *mm*	przekrój na 1 *m* szerokości blachy	ciężar 1 m^2 blachy	$W=\frac{J}{e}$ dla 1 m. b. szer. blachy
		na 1 *mm* grub. blach.					na 1 *mm* grub. blachy		
		cm^2	*kg*	cm^3			cm^2	*kg*	cm^3
60	40	19·0	14·9	18·0	100	100	25 7	20·2	56·0
60	60	25·7	20·2	34·6	100	120	29·7	23·3	78·5
70	70	25·7	20·2	40·4	105	70	19·0	14·9	31·7
75	50	19·0	14·7	22·6	110	110	25·7	20·2	62·9
75	75	25·7	20·2	43·2	120	80	19 0	14·9	36·3
75	90	29·7	23 3	58·9	120	120	25 7	20·2	69·7
80	80	25·7	20·2	46 3	135	90	19 0	14·9	40·8
90	60	19·0	14·9	27 2	150	100	19·0	14·9	45 3
90	90	25·7	20·2	52·2	165	110	19·0	14·9	49·9
90	110	30·2	23·7	72·6	180	120	19·0	14·9	54·4

Ciężar jakoteż i moment oporu blachy *c mm* grubej otrzymamy w przybliżeniu pomnożywszy powyższe cyfry przez *c*.

W celu obliczenia wymiarów blachy falistej musimy wyznaczyć, w jaki sposób rozdziela się ciśnienie koła na poszczególne fale. Ciśnienie to rozdziela się tu nietylko wskutek działania żwiru, lecz także wskutek tego, że poszczególne fale nie są luźne, lecz stanowią część jednolitej blachy. Odnośne doświadczenia Frankla, Gillesa i Lempego wykazały, że ciśnienie rozkłada się przy małej nadsypce na $1\frac{1}{2}$ do 2 fal, przy nadsypce 25 *cm* na 3 fale, czyli dokładniej mówiąc, że możemy blachę dla tego przypuszczenia obliczać, bo ciśnienie rozdziela się wprawdzie na większą długość, ale w stosunku malejącym. Na podstawie tych doświadczeń możemy napisać z Winklerem, że szerokość, na którą się ciśnienie równomiernie rozdziela

$$b_1 = 30 + 1{\cdot}5\,z \; cm \quad \ldots\ldots\ldots \quad 204)$$

jeśli z oznacza wysokość nadsypki, więc ciężar działający na jedną falę

$$C' = \frac{C}{n} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad 205)$$

przyczem $n = \frac{b_1}{b}$.

Dla żwirówki zbitej mostu drogowego możemy przyjąć wedle Haeselera

$$b_1 = 30 + 2\,z \quad \ldots\ldots\ldots \quad 206)$$

Dla rozkładu ciśnienia wzdłuż fal nie możemy zrobić tak korzystnego założenia, bo tu fale się nie wspomagają. Jeżeli szerokość, na którą ciśnienie równomiernie się rozdziela nazwiemy b_2, to

dla mostów kolejowych $b_2 = 1{\cdot}2\,z$)
„ „ drogowych $b_2 = 1{\cdot}5\,z$ do $2\,z$) . . . . . 207)

wedle zbitości żwirówki.

Dla obliczenia momentów możemy teraz przyjąć te same wzory, co dla zoresówek.

Fale blachy falistej kładziemy zwykle prostopadle do osi mostu (t. 41. r. 1., 2.), czasem równolegle (t. 45. r. 2.); odstęp punktów podparcia wynosi od 1 *m* do 1·8 *m*.

Korzyści, jakie przedstawia użycie blachy falistej jako pomostu właściwego są następujące: Blachą falistą pokryć można

otwory o dowolnych wymiarach, przyczem podkłady mogą być niezupełnie równe, gdyż mniejsze nierówności pokryć może wypukłość fali (t. 74. r. 4.). Ciężar blach takich jest mały, blacha stęża dobrze pomost w kierunku poprzecznym; połączenie z belkami głównemi jest łatwe. Utwierdzenie blachy falistej do belki podpierającej można łatwo zrobić zapomocą nitów (t. 93. r. 8.), przyczem każdą falę przytwierdzamy jednym nitem do każdej belki. Lecz umieszczanie tych nitów w dolinach daje powód do zaciekania wody i rdzewienia. Dlatego lepiej jest łączyć pagórki blachy z belką zapomocą śrub (t. 93. r. 9*b*.), przy cienkich blachach musimy dawać wtedy podkładki drewniane (t. 93. r. 9*a*.). Obok tych korzyści posiada blacha falista także strony ujemne. Pierwszą z nich jest wysoka cena jednostkowa blachy, drugą, że naprawa przedstawia wielkie trudności, gdyż wywołuje przeszkodę ruchu, a największą, że odwodnienie jest trudne. Dziury pojedyncze zrobione w tym celu w blasze nie pomagają wiele, jeżeli brak spadu, zaś dłuższe szczeliny osłabiają blachę. Dlatego zwykle staramy się niedopuścić wcale wody do blachy i albo całą drogę, albo tylko między falami robimy nieprzemakalną ze spadem u góry dla lepszego odwodnienia. A więc zalewa się często betonem blachę falistą; gdy jednak pod ciężarami blacha się ugina, beton pęka, a woda szczelinami dostaje się do blachy. Należałoby więc pokryć jeszcze beton warstwą asfaltu lub pilśnią asfaltową, aby go zrobić nieprzemakalnym. Na beton dajemy żwirówkę 15 *cm* grubą z kraju, a 20 *cm* we środku (t. 94. r. 1.), albo też 10 *cm* warstwę piasku pod bruk kamienny. Pomimo takiego pokrycia jednak przy zmianach ciepłoty i ugięciach łatwo powstają rysy i pęknięcia. Dobre odwodnienie powierzchniowe zmniejsza wprawdzie tę wadę, zawsze jednak odwodnienie poziomej blachy falistej pozostawia wiele do życzenia, w którym to razie daje się wprost na błasze cienki żwir. Według rozporządzenia bawarskiego blachę należy dlatego układać w spadku 1·5% prostopadle do osi mostu. Żwirówkę ograniczamy blachami narożnemi (t. 23. r. 1*d*), w których robimy odpowiednie otwory dla odprowadzenia wody.

Ponieważ trudno ochronić blachę od wilgoci, więc trzeba starać się zabezpieczyć ją przed rdzą przez cynkowanie lub też malowanie trzykrotnie minią, a po zestawieniu mazią asfaltową.

Jeżeli cynkowanie zostanie uszkodzone, trzeba naprawić lutowaniem.

Blachy faliste zachodzą jedna na drugą około 8 do 12 *cm* i łączymy je nitami (t. 51. r. 2.) o grubości $d=2c$ do $3c$ w odstępach $5d$ do $6d$. Zetknięcia najlepiej urządzić w pagórku nad belką, czasami, co gorzej, robimy je między belkami. Przy większej grubości blachy urządzamy tępy styk, kryty łupkiem (t. 93. r. 7.).

§. 59. Pomost korytowy.

Podobny do blachy falistej jest pomost korytowy (n. *Trogförmige Brückentafel*, cz. *korytový podklad vozovky)*, posiada jednak znacznie większą wytrzymałość, dlatego używany jest najczęściej przy mostach kolejowych.

Składa on się z blach i kształtówek, tworzących koryta. Pod względem ich kształtu rozróżniamy:

1. Pomost korytowy prostokątny, który widzimy na moście na kanale Erie w Rome (t. 75. r. 7.). Tu zachodzi jednak trudność podbijania podkładów poprzecznych tak, jak na mostach berlińskich przy użyciu koryt*).

2. Pokład korytowy trapezowy. Zwykle składa on się z blach i kształtówek (t. 17. r. 4.) a może być także wykonany z jednej, blachy w ten sposób wyrobionej, blachy korytowej (n. *Trogblech*, cz. *korytový plech)* (t. 94. r. 2.). Blachę taką wyrabiają dla wysokości fal $h=76$ do 127 *cm*, szerokość fal 305 do 407 *cm*. Tablica jedna ma dwie fale, długość jej wynosi do 6 *cm*, grubość od 5 do 12 *mm*.

3. Podkład korytowy wieloboczny. Tu należą rozmaite przekroje Hobsona (t. 17. r. 2.), taki pomost widzimy na moście pod Cernavodą (r. 4.).

Ten rodzaj pomostu wymaga małej wysokości ustroju i przedstawia znaczny ciężar własny, więc jest do polecenia tylko wtedy, gdy niema wysokości do umieszczenia podłużnic.

Haeseler sądzi, że z powodu spójności pomostu dla obliczenia dosyć będzie przyjąć ciężar parowozów jednostajnie rozłożony.

---

*) por. str. 31.

§. 60. Blachy zwisłe i łukowe.

Blacha zwisła (n. *Hängeblech, Muldenblech, Tonnenblech*, fr. *tôle cintrée, ondes cylindriques*, a. *concave corrugated plate*, cz. *žlabiny)* jestto blacha walcowato na dół zgięta, zwieszająca się między dwiema belkami. Najpierw użyto jej jako pomostu właściwego przy moście na Pegnicy pod Herzbruch (1867), potem przy moście Tegetthoffa w Wiedniu (t. 35. r. 3.) i wielu mostach kolei Państwowej. Ponieważ tu działa blacha jako wieszar, więc na ciągnienie, zatem potrzeba znacznie mniej materyału, niż tam, gdzie materyał pracuje na złamanie. Z drugiej strony należy zauważyć, że blachy zwisłe wywierają na belki ciągnienie poziome, belki zatem muszą być z tego względu dobrze rozparte i stężone.

Przy moście na Łabie w Hamburgu (t. 94. r. 8. i 9.), gdzie rozpiętość ich wynosi 1·42 *m* przytwierdzono w tym celu do blach w poprzek do blachy wstęgi, które przeciw wyboczeniu zabezpiecza żwir.

Blach zwisłych używają aż do rozpiętości $l=2\ m$, we Francyi od 1·0 *m* do 1·5 *m*, strzałka wynosi przytem $f=0{\cdot}08\,l$ do $0{\cdot}12\,l$. Grubość blachy wynosi 6 do 8 *mm*, niżej 6 *mm* trudno schodzić z powodu rdzy. W budownictwie używane są blachy cynkowane 4 *mm* grube. Kolej Państwowa austryacka używała zwykle blach zwisłych o rozpiętości $l=1{\cdot}7\ m$, $f=0{\cdot}1\ m$, grubości $c=7\ mm$, długości 2·2 *m*. Zetknięcia zakrywają się wstęgami 180 *mm* szerokiemi a 8 *mm* grubemi. Osie walców układamy albo równolegle albo prostopadle do osi mostu. W pierwszym przypadku przytwierdza się blachy do belek głównych albo podłużnic, w drugim do poprzecznic.

Zachodzi tu jednak wielka trudność odwodnienia, pojedyncze otwory w najniższych miejscach nie na wiele się przydają, lepiej już wypełnić je całkowicie betonem 5 *cm* powyżej brzegów, ale, że beton pęka, woda szczelinami dostaje się do blachy. Należałoby chyba pokryć beton warstwą nieprzemakalną, np. warstwą asfaltową lub pilśnią asfaltową.

Winkler proponuje używać zamiast blachy zwisłej pasków blaszanych około 15 *cm* szerokich, między którymi należy urządzić odstępy 2 do 3 *cm* (t. 48. r. 4.). Paski te należałoby połączyć wstęgą w najniższym punkcie.

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

Jeżeli blachę wygniemy nie na dół, lecz do góry, otrzymamy blachy łukowe (n. *Blechgewölbe*, a. *convex curved plate*, cz. *plech klenbovy*, *klenbina)*, które działają jako belki łukowe. W moście na Lechu pod Schongau (t. 35. r. 6.) użyto blach ukowych o rozpiętości 2·7 *m*, grubych 6 *mm*, o strzałce $f = \frac{l}{10}$. Blachy opierają się o poprzecznice i są podparte w odstępach co 1·2 *m* wieszarem. Z powodu, że blacha sama nie może pracować na ciśnienie i potrzebuje silnego stężenia, które wymaga wiele materyału i że ustrój ten wymaga większej wysokości budowy, nie jest on korzystnym i rzadko w praktyce się używa.

Przy moście kąpielowym w Berlinie (t. 95. r. 1.) użyto blach zwisłych bez szlaków. Przynitowane są one do podkładek (n. *Blechkappe*, cz. *přirubný pas)* blaszanych, ułożonych na belkach żelaznych. Ustrój ten jest łatwiejszy do wykonania, ale potrzeba 2 razy tyle nitów, przedstawia jednak tę korzyść, że czapki te łączą kątówki i ciągnienie rozdziela się jednostajnie.

Dla ochrony od rdzy posmarowano przy moście w Düsseldorfie*) blachy i dźwigary znajdujące się pod żwirem najprzód dziegciem, wylano następnie zetknięcia asfaltem, a potem zakryto wszystkie dziury 8 do 10 *mm* grubemi płytami pilśni asfaltowej.

Czasem zamiast tego wypełnia się zagłębienie utworzone przez blachy betonowe, jak przy moście w Hamburgu. Drenkhahn i Sudhop w Brunszwiku patentowali ten ustrój, przyczem wzmacniają oni blachę jeszcze podłużnemi kształtówkami (t. 95. rys. 3.).

W ostatnich czasach zaczęto też używać blach łukowych falistych (n. *gebogenes bombirtes Blech*, cz. *bombovaný čili ohnuty vlnity plech)* (t. 95. r. 3.). W Ameryce zaś Wymar używa blach łukowych z żelaza lanego (t. 78. r. 1.) (a. *cast iron arch solid floor).*

*) p. Zeitsch. f. Bauwesen 1894 str. 264.

Obliczenie dokładne blach zwisłych jest trudne, bo ciśnienie rozdziela się niejednostajnie i nie na całą szerokość blachy.

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

$$C = \frac{1120 f a - 0{\cdot}018 g_1 l^2}{f + 2{\cdot}4\, c} \cdot \frac{c}{l} \quad \ldots\ldots\ldots 208)$$

jeżeli g_1 oznacza ciężar własny w kg/m^2.

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

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

W przybliżeniu możemy więc napisać

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

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

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

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

$$C = (16{\cdot}7 - 0{\cdot}052\, l)\,(c - 0{\cdot}28)$$

a stąd

$$c = \frac{C}{16{\cdot}7 - 0{\cdot}052\, l} + 0{\cdot}28 \quad \ldots\ldots 209)$$

przyczem C wyrażamy w t, c i l w cm i zaokrąglimy wartość c w górę na całe milimetry. Wzór ten ważny jest dla $f = 0{\cdot}1\, l$ i $g_1 = 0{\cdot}4\ t/m^2$. Dla innych wartości f i g_1 należy użyć wzoru 208).

Ciężar g blachy w kg/m^2 jest

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

albo

$$g = 22 + \frac{C}{210 - 67\, l}\ kg/m^2 \quad \ldots\ldots 210)$$

jeśli C wyrazimy w kg, a l w m, a więc ciężar blachy wynosi od 27 do 64 kg/m^2. Jestto ciężar m^2 blachy, jeżeli jednak chcemy mieć ciężar blachy na m^2 pomostu, to należy uwzględnić strzałkę f, wtedy otrzymamy ciężar jednej blachy

$$G = 78\, c d \left(2s + \sqrt{l^2 + \frac{16}{3} f^2} \right) \quad \ldots\ldots 211)$$

gdy s oznacza szerokość szlaku, d długość blachy, l rozpiętość między szlakami.

Velflik przyjmuje, że gdy ciśnienie C koła rozdzieli się na długość a, to ciśnienie to niesie tylko pasek blachy o szerokości a. Na tej podstawie otrzymuje następujący wzór na natężenie największe

$$\tau=\frac{0{\cdot}02\,C}{a.c^2}\left(l+\frac{a^2}{2}-2a\right)+\frac{0{\cdot}00125}{fc}\left(\frac{C}{2al}\left(13l^2-a^2\right)+g\,l^2\right)\ kg/m^2 \quad 212)$$

przyczem l, a i f należy wstawić w m, c w cm, C w kg, g w kg/m^2.

Haeseler otrzymuje dla przypuszczenia, że koło działa w $^1/_4\,l$ i że ciężar ten rozdziela się w kierunku rozpiętości na $\frac{1}{2}\,l$, w prostopadłym na l równomiernie (!)

$$C=5{\cdot}36\,c^2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 213)$$

więc dla $c=$	0·6	0·7	0·8	0·9	1·0 c cm
$C=$	1·93	2·63	3·43	4·34	5·36 t

bez względu na rozpiętość (?).

Blacha jest przytwierdzona do belki żelaznej nitami (t. 69. r. 16.). Otóż najprzód zważyć trzeba, czy grubość kątówki c_1 jest dostateczna. Jeżeli długość jej jest b_2, jeżeli dalej nazwiemy składową pionową i poziomą oddziaływania V i H, to w punkcie B powstaje natężenie

$$\tau=\frac{H}{b_2c_1}+\frac{6\,Va}{b_2c_1^2}, \text{ a stąd}$$

$$a=\frac{(\tau b_2\,c_1-H)c_2}{6\,V} \quad \ldots\ldots\ldots 214)$$

Jeżeli liczyć będziemy wedle tego wzoru, to okaże się, że tylko przy cienkich kątówkach i wielkich ciężarach (I. kl.) badanie jest potrzebne, zresztą niema obawy odłączenia kątówki.

Jeszcze potrzeba tylko wyznaczyć odstęp e nitów, przytwierdzających blachę do belki. Jeśli przyjmiemy, że ciężar C działa w środku przedziału, to parcie poziome wynosi $H=0{\cdot}1953\,C\frac{l}{f}$ *). Jeżeli uwzględnimy jeszcze ciężar własny w przybliżeniu dla szerokości x, na którą to parcie H się rozdziela, to możemy przyjąć $H=\frac{0{\cdot}21\,Cl}{f}$. Jeżeli odstęp nitów jest

*) P. rozprawę autora: „Analityczne oznaczenie linij wpływowych dla łuku parabolicznego“. 1883. str. 4.

e, to ilość nitów na szerokości x jest $n=\frac{x}{e}$. Jeżeli dalej natężenie dopuszczalne na ścinanie $\tau_1=600\ kg/cm^2=0{\cdot}6\ t/cm^2$, jeśli w przybliżeniu przyjmiemy $x=70\ cm$, to

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

$$e=160\frac{f\,d^2}{Cl} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ 215)$$

przyczem C w t, a długości w cm.

Przyjmując n. p. $d=1{\cdot}8\ cm$, $f=\frac{l}{10}$, otrzymamy $e=\frac{51{\cdot}8}{C}$,

więc dla $C=0{\cdot}75$ $1{\cdot}5$ $3\ t$

$e=69$ 34 $17\ cm.$

Przy obliczeniu nitów zważać należy też na ciśnienie na ściankę dziury. Jeżeli grubość blachy jest c, to

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

$$e=467\frac{c\,d}{Cl} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ 216)$$

Jednak ze względów praktycznych szczelnego połączenia odstępy obliczone wedle wzorów 215) i 216) są za wielkie, dlatego przyjmujemy zwykle

$$e=5\,d \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ 217)$$

Dla blach łukowych możemy użyć tych samych wzorów co dla zwisłych, tylko, że przyjmiemy z powodu wyboczenia natężenie dopuszczalne ze względu na wyboczenie $600\ kg/cm^2$ zamiast $800\ kg/cm^2$, przyczem jednak blacha musi być należycie stężona, więc otrzymamy

$$C=\frac{740fc-0{\cdot}018g_1l^2}{f+2{\cdot}4\,c}\cdot\frac{c}{l} \quad \ldots\ldots\ 218)$$

Dla $f=0{\cdot}1\,l$, a $g_1=0{\cdot}4\ t/m^2$ otrzymamy

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

W przybliżeniu możemy więc napisać

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

„ $l=150\ cm$ $C=5{\cdot}0\,c-1{\cdot}4$

„ $l=200\ cm$ $C=3{\cdot}75\,c-1{\cdot}0$

czyli ogólnie $C=(9{\cdot}8-0{\cdot}032\,l)\,c-0{\cdot}004\,(500-l)$

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

jeżeli C wyrażamy w t a długości w cm, albo

$$c=\frac{C+400\,(5-l)}{9820-3200\,l} \quad \ldots\ldots\ldots \quad 219)$$

jeśli C wyrazimy w kg, l w m, a c w cm.

Ciężar g blachy łukowej w kg/m^2 jest

$$g=78\,c=\frac{C+0{\cdot}004\,(500-l)}{0{\cdot}128-0{\cdot}00041\,l}=\frac{1000\,C+4\,(500-l)}{126-0{\cdot}41\,l},$$

a jeśli wyrazimy C w kg a l w m, to

$$g=\frac{C+400\,(5-l)}{126-41\,l}\ldots kg/m^2 \quad \ldots\ldots \quad 220)$$

a więc ciężar blachy łukowej wynosi od 27 do 93 kg/m^2 bez uwzględnienia stężeń, dla których możemy jeszcze doliczyć 10% ciężaru blachy.

§. 61. Blachy wypukłe.

Oprócz blach powyższych używane są także blachy wypukłe, puklówki (n. *Buckelplatten*, fr. *plaque en bosse bombée*, a. *buckled plate*, cz. *puklovka)*, które mają kształt sklepienia klasztornego z płaskim brzegiem (t. 69. r. 17.). Ustrój ten jest więcej zawiły niż poprzedni, ale grubość blach może być mniejsza, a blachy stężają bardzo dobrze pomost. Pierwszy raz użył tych płyt Mallet. Blachy te mają w rzucie poziomym kształt prostokąta, a czasem kwadratu o długości boku 0·7 m do 1·6 m dla prostokąta a większej dla prostokąta. W Kolonii użyto blach, dla których $b=0{\cdot}835\,m$, $h=2{\cdot}34\,m$. Do polecenia są wymiary 1 do 1·5 m. Strzałka $f=\frac{1}{8}\,l$ do $\frac{1}{18}\,l$, średnio $\frac{1}{10}\,l$, jeśli $l<l_1$. Brzeg płaski musi być tak szerokim, aby można wygodnie je przynitować, więc najmniej $3\,d$, zatem gdy $d=13\,mm$ najmniejsza szerokość wynosi 40 mm, zwykle jednak jest większa 60 do 80 mm, odstęp nitów wynosi średnio $5\,d$, grubość blachy 6 do 10 mm. Płyty te mogą być użyte stojąco (t. 53. r. 2.) lub wisząco (t. 53. r. 1., t. 70. r. 3.) co jest lepiej, gdyż blacha pracuje wtedy na ciągnienie; obecnie też ten ostatni ustrój jest jedynie używany.

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 podpierającemi, dlatego zwykle wypełniamy je betonem, a na to dajemy asfalt 20 *mm*.

Blachy wiszące wypełniamy żwirem, a w miejscu najniższem robimy otwór 40 do 50 *mm* (t. 94. r. 10.).

Puklówki przytwierdzamy albo do nakładek (t. 94. r. 6*a*) wspólnymi nitami, albo ponieważ nity te są zwykle za wielkie dla puklówek, rozszerzamy nakładki, aby puklówki przytwierdzić osobnymi nitami. Często jednak potrzeba przytwierdzać je poniżej, robimy to wtedy zapomocą osobnych kątówek lub tówek (t. 94. r. 6*b*).

Zwykle używamy dla blachy

o grubości 5 do 6 *mm* nity średnicy 10, 13, 15 *mm*
„ „ 7 „ 8 „ „ „ 15, 16, 18 „
„ „ 9 „ 10 „ „ „ 18, 20 *mm*.

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

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

a dla brzegów nieutwierdzonych $C=125\frac{fd}{l}$.

Ze względu na rozdzielenie ciśnienia przez żwir możemy się zadowolnić pewnością 2·5, więc otrzymamy $C=53\frac{fd}{l}$, względnie $C=50\frac{fd}{l}$, więc grubość blachy

dla brzegów utwierdzonych $d=0{\cdot}019\frac{Cl}{f}$
„ „ nieutwierdzonych $d=0{\cdot}020\frac{Ct}{f}$ . . . . . 221)

przyczem C należy przyjąć w t, długości w *cm*.

Podajemy tu także doświadczenia kuźnicy Dillingen*) dla $l=1$ *m*, przyczem ciężar blach wynosi G, ciężar jednostajnie rozdzielony P.

*) Handb. d. Archit. str. 103.

d	G	P	d	G	P
2	14·8	560	5	38·6	3400
2·5	19	730	6	46·8	4900
3	23·2	1160	7	55·8	6300
4	30	2000	8	63·2	7700
m		kg	m		kg

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*, $f=12{\cdot}4$ *cm*, a nadsypka była 10 *cm* gruba, niosły ciężar koła parowozu 6·5 *t* do 7 *t* z pewnością 5 do 6 krotną. Haeseler twierdzi wprawdzie, że wyniki te były za korzystne, ale zawsze wytrzymałość była bardzo wielka.

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* niema jeszcze niebezpieczeństwa. Na każdy sposób należy przedsiębrać odpowiednie środki ostrożności przeciw rdzy, jak przy blachach zwisłych i łukowych.

Haeseler oblicza w przybliżeniu, puklówki wiszące z 4 stron utwierdzone i otrzymuje (t. 78. r. 2.), jeżeli siła C działa w środku puklówki, że oddziaływanie P i Q można wyrazić

$$\frac{P}{Q}=\frac{b^3}{a^3}\cdot\frac{J_b}{J_a}=\frac{b^4}{a^4} \quad \ldots\ldots\ldots 222)$$

przyczem J_a i J_b oznaczają średni moment bezwładności puklówek w kierunku osi podłużnej, względnie poprzecznej, ze względu na oś ciężkości.

Dalej otrzymamy $$Q=\frac{C}{2}\,\frac{a^4}{a^4+b^4} \quad \ldots\ldots\ldots 223)$$

a dla $f\geqq 7$ *cm* $$C=3{\cdot}3\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}g^2\tau \quad \ldots\ldots\ldots 224)$$

jeżeli g oznacza grubość blachy.

Dla kwadratowej puklówki jest $a=b$, więc

$$C=6{\cdot}6\,g^2\tau \quad \ldots\ldots\ldots 225)$$

a zatem niezależne od boku kwadrata.

Dla puklówek prostokątnych podpartych otrzymujemy przy obciążeniu całkowitem

$$C=16\left(1+\frac{b^4}{a^4}\right)\frac{a}{b}\,\frac{fg^2}{6f+3g}\tau \quad \ldots\ldots\ldots 226)$$

Kuźnice Dillinger wyrabiają puklówki wedle następnej tabliczki:

liczba	szerokość *mm*	długość *mm*	szerokość szlaku *mm*	strzałka *mm*	ciężar jednej puklówki w *kg* dla grubości *g* w *mm*				
					6	7	8	9	10
1	1440	1490	78	130	104	121·5	139	156·5	173·5
2	1140	1140	40	85	61	71	81	91	101
3	1098	1098	40	75	56·5	66	76	85	94
4	1098	1098	78	78	56 5	66	76	85	94
5	1000	1000	60	72	47	54·5	62·5	70·5	78
6	750	750	60	45	26·5	30·5	35	39·5	44
7	500	500	60	27	11·5	13·5	15·5	17·5	19·5
8	1630	1270	80	130	96·5	113	129 5	145·5	161·5
9	1100	770	55	80	39 5	46	53	59 5	66
10	1265	1265	80	100	75	87·5	100	112·5	124·5
11	1310	1000	50	104	61·5	71·5	81·5	91·5	101·5
12	700	700	70	45	23	27	31	35	39
13	700	660	50	45	21·5	25·5	29	32·5	36
14	1180	1100	60	75	61	71	81	91	101

Winkler podaje jako ciężar

blach wypukłych stojących $g = 21 + 8C$ kg/m^2
dla „ „ wiszących $g = 17 + 3C$ „ . . . . 227)

Oprócz blach wypukłych w ostatnich czasach zaczęto używać też blach płaskich. W moście Aleksandra III. w Paryżu użyto blachy płaskiej 10 *mm* na blachach ułożonych co 75 *cm*, wzmocnionej w pewnych odstępach uwkami przynitowanemi na dolnej podstawie. Na to dano 5 *m* betonu asfaltowego, 1 *cm* asfaltu i bruk 12 *cm* drewniany. Na chodniku dano 8 *mm* asfaltu.

§. 62. Mosty kanałowe i wodociągowe.

Mosty blaszane mogą też służyć do przeprowadzenia kanału żeglugi lub też wodociągu ponad jakąś przeszkodą (drogą, wodą).

Cel mostu wywołuje też różnicę w pomoście. Dla mostów kanałowych belki główne połączone są u dołu poprzecznicami i szczelną blachą poziomą, przez co tworzy się koryto kanału. Drogę holowniczą umieszcza się zwykle na wspornikach (t. 78. r. 3.).

Zazwyczaj robi się kanał na długości mostu węższy, na jeden statek, ze względów oszczędności.

Oblicza się mosty kanałowe tylko na ciężar stały, bo przybycie statku nie zmienia ciężaru. Ale ciężar ten jest ogromny. Most w Briare (t. 78. r. 4) waży 22·5 t/m, a w razie podwyższenia wody o 30 cm nawet 24·7 t/m.

Ważną rzeczą jest szczelność na podporach zwłaszcza przy łożysku ruchomem. Do końca belki i do kształtówki, umieszczonej na łożysku, przytwierdza się pas kauczukowy (t. 78. r. 5.), dozwalający na przesunięcie końca belki.

Belki mostu kanałowego w Oudan mają wysokość równą $\frac{1}{6}$ rozpiętości. Dla małych rozpiętości belki muszą być ze względu na głębokość kanału stosunkowo za wysokie, więc za ciężkie. Ścianka belek tych musi wytrzymać potężne parcie poziome wody, wymaga zatem bardzo silnego stężenia, jak to widzimy przy moście w Briare. Ponieważ ścianka ta pracuje tu w dwojaki sposób, co nie jest korzystnem, więc przy moście w Bartois dla małego kanału Bridgewater użyto belki kratowej a dla kanału osobnej ściany, odpowiednio zakrzywionej (t. 78. r. 6.).

§. 63. Ciężar belek głównych mostu blaszanego drogowego.

Wymiary, a zatem i ciężar belek głównych, zależą od ciężaru ruchomego, jaki się na most przenosi, a który oznaczymy przez p kg/m^2 i od ciężaru własnego mostu g.

Nazwijmy podobnie jak w §. 42. ciężar pokładu, pomostu i tężników na m. b. mostu g_0, ciężar belek głównych g_1, to ciężar własny mostu blaszanego $g = g_0 + g_1$ w kg na m. b.

Do mostów drogowych można przyjąć ciężar ruchomy jednostajnie rozłożony p, który sprawia taki sam moment, jaki daje szereg wozów najniekorzystniej ustawiony. Jeżeli n. p. dla rozpiętości l otrzymaliśmy dla szeregu wozów moment M, to $M = \frac{1}{8} p\, b\, l^2$, gdzie p oznacza ciężar jednostajnie rozłożony kg/m^2, a b szerokość wozu.

Zatem $$p = \frac{8\,M}{b\,l^2}.$$

W ten sposób zmieniając rozpiętość l od 2·5 do 15·0 m otrzymujemy:

dla drogi I. klasy

$$p = \begin{cases} 2972 - 421{\cdot}6\,l \\ 1045 - 36{\cdot}3\,l \end{cases} kg/m^2 \quad \begin{matrix} \text{dla } l < 5\,m \\ \text{dla } l > 5\,m \end{matrix} \quad \ldots\ldots \quad 228)$$

dla drogi II. klasy

$$p = \begin{cases} 1500 - 200\,l \\ 550 - 10\,l \end{cases} kg/m^2 \quad \begin{matrix} \text{dla } l < 5\,m \\ \text{dla } l > 5\,m \end{matrix} \quad \ldots\ldots 229)$$

dla drogi III. klasy

$$p = \begin{cases} 740 - 88\,l \\ 300 \end{cases} kg/m^2 \quad \begin{matrix} \text{dla } l < 5\,m \\ \text{dla } l > 5\,m \end{matrix} \quad \ldots\ldots 230)$$

dla kładki i chodników $p_1 = 460\ kg/m^2$ . . . . . 231)

Ciężar pokładu, pomostu i tężników g_0, zmienia się zależnie *a*) od rodzaju pokrycia czyli pomostu *b*) od ustroju poprzecznego mostu.

Oznaczmy ciężar pokładu $m + n\,b + r\,b^2$, ciężar pomostu i tężników $m_1 + n_1 b + r_1 l$, ciężar chodników z poręczami i wspornikami $m_2 + n_2 b_1 + r_2 b^3{}_1 + r_3 l$, to

$$g_0 = m + m_1 + m_2 + (n + n_1)\,b + n_2 b_1 + r\,b^2 + r_2 b^3{}_1 + (r_1 + r_3)\,l \quad \ldots 232$$

a) Ciężary pomostu w *kg* na m^2 zastawiliśmy w następującej tabliczce:

Droga klasy	Pokrycie na	dylina	brukiem drewnianym	żwirówką	betonem	asfaltem	brukiem kamiennym
I.	dylinie . . .	165	419	544	—	—	—
	puklówkach .	—	625	625	585	603	909
	blasze gładkiej zwisłej . . .	—	644	634	604	622	928
	blasze falistej .	—	664	645	605	623	929
	kształtówkach .	—	651	560	647	665	920
	sklepieniu . .	-	1085	1210	—	—	1300
	średnio . . .	165	594 na sklep. 1085	602 na sklep. 1210	611	626	944 na sklep. 1300
II.	dylinie . . .	150	365	490	—	—	—
	puklówkach. .	—	613	603	573	591	897
	blasze gładkiej zwisłej . . .	—	625	615	585	603	909
	blasze falistej .	—	646	627	587	605	911
	kształtówkach .	—	619	496	615	633	939
	sklepieniu . .	—	900	1110	—	—	1260
	średnio . . .	150	552 na sklep. 900	572 na sklep. 1110	590 —	607	910 na sklep. 1260
III.	dylinie . . .	132	—	472	—	—	—
	puklówkach .	—	—	597	—	—	—
	blasze gładkiej zwisłej . . .	—	—	597	—	—	—
	blasze falistej .	—	—	612	—	—	—
	kształtówkach .	—	—	454	—	—	—
	sklepieniu . .	—	—	—	—	—	—
	średnio . . .	132	—	559	—	—	—
kładki i chodniki	średnio . . .	200	—	—	—	220	—

b) Pod względem ustroju poprzecznego możemy rozróżnić następujące wypadki:

I. Pomost wgłębiony spoczywa za pośrednictwem poprzecznic i podłużnic tylko na dwóch belkach głównych.

α) chodniki o szerokości $2b_1$ *m* umieszczone zewnątrz belek głównych na wspornikach.

Wtedy znajdujemy ciężar tężników poziomych wedł. rów. 58) $17+1{\cdot}8\,l$, ciężar podłużnic z rów. 93) i 94), ciężar poprzecznic, o rozpiętości b, z rów. na str. 70., przyczem wstawiamy średnio odstęp $c=1{\cdot}0$, $a=2{\cdot}0$ *m*, ciężar chodnika średnio $200\,2\,b_1$, ciężar poręczy 80 *kg*, ciężar wsporników według rów. 50) i 61) $32\,b^3_1+2{\cdot}3\,l$.

Wstawiając średnią ciężaru pomostu z tabliczki a), otrzymujemy wedł. rów. 232) dla mostu *b.* m., czyli z chodnikami $(b+2\,b_1)$ *m* szerokiego,

dla drogi I. klasy:

pomost dylowany,
$[m+m_1+m_2]\,[n+n_1]\quad[n_2]\qquad[r]\qquad[r_2]\quad[r_1+r_3]$
$g_0=140{\cdot}79+206{\cdot}16\,b+400\,b_1+0{\cdot}59\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost bruk drewniany,
$g_0=143{\cdot}48+647{\cdot}53\,b+400\,b_1+1{\cdot}80\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost żwirowany,
$g_0=143{\cdot}48+644{\cdot}53\,b+400\,b_1+1{\cdot}80\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost betonowy,
$g_0=143\,48+664{\cdot}53\,b+400\,b_1+1{\cdot}80\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost asfaltowy,
$g_0=143{\cdot}48+679{\cdot}53\,b+400\,b_1+1{\cdot}80\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost bruk kamienny,
$g_0=159\,24+997{\cdot}53\,b+400\,b_1+2{\cdot}72\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost drobny na sklepieniu,
$g_0=159{\cdot}24+1253{\cdot}00\,b+400\,b_1+2{\cdot}72\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$ *kg/m* 233)

dla drogi II. klasy:

pomost dylowany
$g_0=132{\cdot}30+179{\cdot}70\,b+400\,b_1+1{\cdot}20\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost bruk drewniany
$g_0=134{\cdot}86+583{\cdot}86\,b+400\,b_1+2{\cdot}40\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$
pomost żwirowany
$g_0=134{\cdot}86+537{\cdot}86\,b+400\,b_1+2{\cdot}40\,b^2+32\,b^3_1+4{\cdot}1\,l$ *kg/m* 234)

pomost betonowy
$g_0 = 134{\cdot}86 + 621{\cdot}86\,b + 400\,b_1 + 2\,40\,b^2 + 32\,b^3_1 + 4{\cdot}1\,l$
pomost asfaltowy
$g_0 = 134{\cdot}86 + 638{\cdot}86\,b + 400\,b_1 + 2{\cdot}40\,b^2 + 32\,b^3_1 + 4{\cdot}1\,l$
pomost bruk kamienny
$g_0 = 135{\cdot}16 + 931{\cdot}86\,b + 400\,b_1 + 2{\cdot}40\,b^2 + 32\,b^3_1 + 4{\cdot}1\,l$
pomost dowolny na sklepieniu
$g_0 = 135{\cdot}16 + 1141{\cdot}86\,b + 400\,b_1 + 2{\cdot}40\,b^2 + 32\,b^3_1 + 4\,1\,l$
kg/m 234)

dla drogi III. klasy:
pomost dylowany
$g_0 = 122{\cdot}80 + 153{\cdot}17\,b + . + 1{\cdot}61\,b^2 + . + 1{\cdot}8\,l$
pomost żwirowany
$g_0 = 124{\cdot}60 + 512{\cdot}75\,b + . + 2{\cdot}50\,b^2 + . + 1{\cdot}8\,l$
kg/m . . . . 235)

dla kładki:
$g_0 = 121{\cdot}37 + 231{\cdot}17\,b + . + 2{\cdot}20\,b^2 + . + 1{\cdot}8\,l$ *kg/m* . . . . . 236)

β) chodniki o szerokości $2\,b_1$ umieszczone zewnątrz belek głównych na osobnych belkach chodnikowych.

Wtedy w równaniach 233 do 236) dla układu *α*) należy wstawić $n_2 = 200$, $r_1 + r_3 = 1{\cdot}8$, $r_2 = 0$.

γ) chodniki o szerokości $2\,b_1$ umieszczone wewnątrz belek głównych.

Wtedy w równaniach 233 do 236) dla układu *α*) należy wstawić $b^2 = (b + 2\,b_1)^2$, $r_1 + r_3 = 1{\cdot}8$, $r_2 = 0$.

II. Pomost górą spoczywa wprost na szeregu belek głównych,

α) chodniki o szerokości $2\,b_1$ umieszczone zewnątrz na wspornikach.

Wtedy znajdujemy ciężar tężników poziomych wedł. rów. 58) $17 + 1{\cdot}8\,l$, tężników pionowych wedł. rów. 21) $28 + 4{\cdot}5\,l$, ciężar chodnika średnio $200 \times 2\,b_1$ ciężar poręczy 80 *kg*, wsporników wedł. rów. 50) i 51) $32\,b^3_1 + 2{\cdot}3\,l$, a wstawiając średnią ciężaru pomostu według tabliczki a) otrzymujemy dla mostu *b.* m. a z chodnikami $(b + 2\,b_1)$ *m* szerokiego
dla drogi I. klasy:
pomost dylowany
$[m_1 + m_2]\ [n_1]\ [n_2]\ [r_2]\ [r_1 + r_3]$
$g_0 = 125 + 165\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8\,6\,l$
pomost bruk drewniany
$g_0 = 125 + 594\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
kg/m. b. . . . 237)

pomost żwirowany
$g_0 = 125 + 602\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost betonowy
$g_0 = 125 + 611\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost asfaltowy
$g_0 = 125 + 626\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost bruk kamienny
$g_0 = 125 + 944\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost dowolny na sklepieniu
$g_0 = 125 + 1150\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$ } *kg/m* . . . . 237)

dla drogi II. klasy:

pomost dylowany
$g_0 = 125 + 150\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost bruk drewniany
$g_0 = 125 + 552\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost żwirowany
$g_0 = 125 + 572\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost betonowy
$g_0 = 125 + 590\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost asfaltowy
$g_0 = 125 + 607\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost bruk kamienny
$g_0 = 125 + 900\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$
pomost dowolny na sklepieniu
$g_0 = 125 + 1100\,b + 400\,b_1 + 32\,b^3_1 + 8{\cdot}6\,l$ } *kg/m* . . . . 238)

dla drogi III. klasy:

pomost dylowany $g_0 = 125 + 132\,b + 6{\cdot}3\,l$
pomost żwirowany $g_0 = 125 + 490\,b + 6{\cdot}3\,l$ } *kg/m* . . . . 239)

dla kładki i chodników:

$$g_0 = 125 + 210\,b + 6{\cdot}3\,l \; kg/m \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; 240)$$

β) chodniki o szerokości $2\,b_1$ *m* umieszczone zewnątrz belek głównych na osobnych belkach chodnikowych.

Wtedy w równaniach 237 do 240) dla układu *α*) należy wstawić $n_2 = 200$, $(r_1 + r_3) = 6{\cdot}3$, $r_2 = 0$.

Ciężar własny belek głównych g_1 w *kg* na m. b. mostu otrzymujemy z rów. 75) w §. 38., które wyznacza ciężar jednej belki na m. b. Jeżeli przez c_1 oznaczymy odstęp belek gło-

wnych dla mostu $b\ m$ szerokiego, to ilość belek głównych będzie $\frac{b}{c_1}+1$, zatem

$$\frac{g_1}{\frac{b}{c_1}+1}=\alpha_2 c' h+\delta_2 h+\beta_2\frac{m}{h\tau}\ kg/m \quad \ldots\ldots 241)$$

Spółczynniki otrzymane przez porównanie z wykonanymi mostami są:

$\alpha_2=7{\cdot}95$ dla $l<5{\cdot}0\ m$

$\alpha_2=8{\cdot}40$ dla $l>5{\cdot}0\ m$, $\beta_2=1480$, $\delta_2=22{\cdot}6$.

Jeżeli przyjmiemy jak w §. 42. $c_1=10\ mm$ i według wywodu na str. 80. $h=\frac{1}{10}l$, przyczem h i l w metrach, natężenie dopuszczalne według rozporządzenia ministeryalnego $\tau=750\ kg/cm^2$ dla $l<5\ m$ a $\tau=760\ kg/cm^2$ dla $l>5{\cdot}0\ m$, to

$$\left.\begin{array}{l}\text{dla } l<5{\cdot}0\ m\ \dfrac{g_1}{\frac{b}{c_1}+1}=10{\cdot}21\,l+19{\cdot}74\dfrac{m}{l}\\ \text{dla } l>5{\cdot}0\ m\ \dfrac{g_1}{\frac{b}{c_1}+1}=10{\cdot}86\,l+19{\cdot}47\dfrac{m}{l}\end{array}\right\}\ kg/m \quad \ldots 242)$$

Podstawiając dla jednej belki

$$M=\tfrac{1}{8}\left(\frac{g_0}{2}+\frac{g_1}{2}+\frac{pb+2p_1b_1}{2}\right)l^2 \text{ dla ustroju I,}$$

$$M=\tfrac{1}{8}\left(g_0\frac{c_1}{b}+\frac{g_1}{\left(\frac{b}{c_1}+1\right)}+pc_1\right)l^2 \text{ dla ustroju II,}$$

i wprowadzając wartość za g_0 z rów. 232), otrzymujemy ciężar belek głównych na $m\ b$ mostu:

dla ustroju I

i dla $l<5{\cdot}0\ m$ $g_1=l\{20{\cdot}68+0{\cdot}0025[m+m_1+m_2+b(n+n_1+p)+$
$+n_2b_1+rb^2+(r_1+r_3)l+r_2b^3{}_1+2p_1b_1]\}\ kg/m \quad \ldots\ldots 243)$

dla $l>5{\cdot}0\ m$ $g_1=l\{22{\cdot}30+0{\cdot}0025[m+m_1+m_2+b(n+n_1+p)+$
$+n_2b_1+rb^2+(r_1+r_3)l+r_2b^3{}_1+2p_1b_1]\}\ kg/m \quad \ldots\ldots 244)$

dla ustroju II.

dla $l<5{\cdot}0\ m$ $g_1=l\left\{10{\cdot}34\left(\frac{b}{c_1}+1\right)+0{\cdot}0025\left[(n_1+p)(b+c_1)+(m_1+\right.\right.$
$\left.\left.+r_1l)\left(\frac{c_1}{b}+1\right)\right]\right\}\ kg/m \quad \ldots\ldots 245)$

dla $l \geq 5{\cdot}0\ m$ $g_1 = l\left\{11{\cdot}15\left(\frac{b}{c_1}+1\right)+0{\cdot}0025\left[(n_1+p)(b+c_1)+(m_1+\right.\right.$

$\left.\left.+r_1 l)\left(\frac{c_1}{b}+1\right)\right]\right\}\ kg/m$ . . . . . 246)

Całkowity ciężar mostu blaszanego na $m\ b$

$g = g_0 + g_1$ . . . . . 247)

Podług powyższych wzorów otrzymaliśmy w przybliżeniu:

dla drogi I. klasy:

pomost dylowany

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}7{\cdot}86\,l\\11{\cdot}84\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}356{\cdot}1+\ 8{\cdot}57\,l\\334{\cdot}5+13{\cdot}72\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 248)

pomost na żelazie

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}9{\cdot}00\,l\\13{\cdot}48\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}814{\cdot}7+\ 9{\cdot}70\,l\\769{\cdot}5+15{\cdot}35\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 249)

pomost na sklepieniu lub bruk kamienny na żelazie

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}10{\cdot}19\,l\\15{\cdot}43\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}1578+10{\cdot}90\,l\\1290+17{\cdot}30\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 250)

dla drogi II. klasy:

pomost dylowany

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}6{\cdot}81\,l\\10{\cdot}27\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}311{\cdot}7+\ 7{\cdot}50\,l\\276{\cdot}5+12{\cdot}20\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 251)

pomost na żelazie

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}7{\cdot}85\,l\\11{\cdot}84\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}735{\cdot}7+\ 8{\cdot}60\,l\\696{\cdot}0+13{\cdot}79\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 252)

pomost na sklepieniu lub bruk kamienny na żelazie

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}8{\cdot}85\,l\\13{\cdot}40\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}1126+\ 9{\cdot}60\,l\\1126+15{\cdot}40\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 253)

dla drogi III. klasy:

pomost dylowany

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}5{\cdot}87\,l\\8{\cdot}35\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = 185{\cdot}80+6{\cdot}25\,l\ kg/m^2$ 254)

pomost na żelazie

dla ustroju $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}6{\cdot}57\,l\\9{\cdot}67\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}545{\cdot}72+\ 6{\cdot}93\,l\\515{\cdot}00+10{\cdot}13\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ 255)

dla kładek:

ustrój $\left.\begin{matrix}\text{I}\\\text{II}\end{matrix}\right\} g_1 = \begin{matrix}7{\cdot}25\,l\\10{\cdot}39\,l\end{matrix}\ kg/m^2;\quad g = \begin{matrix}270{\cdot}2+\ 7{\cdot}70\,l\\241{\cdot}2+11{\cdot}92\,l\end{matrix}\ kg/m^2$ . . . 256)

VI. Poręcze, łożyska i zakończenie mostu.

§. 64. Ustrój poręczy mostów drogowych.

W §. 32. mówiliśmy o poręczach mostów kolejowych i staraliśmy się najprzód wykazać ich potrzebę. Dla mostów drogowych potrzeby poręczy nie potrzebujemy udowadniać, 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 wielkość przyjmujemy zwykle przy mostach drogowych około 60 *kg/m*, przy kolejowych, gdzie niema wielkiego natłoku, 40 *kg/m*. W kierunku podłużnym mogą także działać słabe siły. Wysokość poręczy przyjmujemy od 80 *cm* do 1·20 *m*, najlepiej przyjąć $h=1·0$ *m*.

Poręcz składa się, jak wiemy, z trzech części, ze słupów, pochwytu czyli pasu poręczowego i ze ścianki (n. *Geländerfüllung*, fr. *panneau*, an. *pane)*; oprócz tego używa się jeszcze czasem zastrzałów (n. *Fussbüge*, *Arebe)* dla lepszego utwierdzenia poręczy.

Poręcz może być zrobiona albo z żelaza kutego, albo z żelaza lanego, albo też z obu tych materyałów. Poręcz tworzy zwykle ścianę pionową, ponieważ jednak człowiek potrzebuje nieco większej szerokości u góry, niż u dołu, więc dlatego nieraz pochwyt wychyla się nieco na zewnątrz (tabl. 50. rys. 1.), a w Norwegii pochylają często całą poręcz na zewnątrz (t. 50. rys. 2.).

§. 65. Słupy poręczy.

Słupy urządzamy w odstępach 2 do 4 *m*; mogą one być albo z żelaza kutego albo lanego.

Słupy z żelaza kutego robimy albo z żelaza kwadratowego, albo też z kształtówek T, U, dwu kątówek lub dwu U-wek (t. 48. r. 8.).

Jeżeli nazwiemy J moment bezwładności przekroju słupa ze względu na oś ciężkości, równoległą do osi mostu, dalej a odstęp słupów, h wysokość poręczy i przyjmiemy $\tau=750\,kg/cm^2$, to dla mostów drogowych

$$M=60\,a\,h, \text{ więc } \tau J=60\,a\,h\,e,$$

zatem $\frac{J}{e} = \frac{60.100}{750} a h = 8 a h$, ... 257)

przyczem $\frac{J}{e}$ w cm^3, zaś a i h w m.

Dla mostów kolejowych mamy $M = 40 a h$

więc $\frac{J}{e} = 5{\cdot}3 a h$ . . . . . 258)

Słupy z żelaza lanego mają także albo przekrój prostokątny lub kwadratowy (t. 54. r. 4*a*) albo, co lepiej przekrój *I* (t. 54. r. 4*b*), krzyżowy (t. 54. r. 4*c*), pierścieniowaty (t. 54. r. 4*f*), lub próżny prostokątny lub ośmiokątny (r. 4*d*, *e*, t. 55. r. 4.). Przytem zwykle słup jest nieco szerszy u spodu (t. 50. r. 1.), tak ze względów architektonicznych jak i wytrzymałości. Jeżeli przyjmiemy dla żelaza lanego $\tau = 250\ kg/cm^2$, otrzymamy

dla mostów drogowych $\frac{J}{e} = \frac{60.100.ah}{250} = 24 a h$ . . . . 259)

a „ „ kolejowych $\frac{J}{e} = 16 a h$ . . . . . 260)

§. 66. Przytwierdzenie słupków.

Słupki z żelaza kutego przytwierdzamy do pokładów drewnianych albo z boku śrubami poziomemi (t. 24. r. 8.) albo z góry śrubami pionowemi (t. 22. r. 2.).

Do żelaznej poprzecznicy lub wspornika przytwierdzamy słupek albo zapomocą blachy węzłowej (t. 18. r. 4.), albo też nitujemy wprost do ścianki belki żelaznej (t. 48. r. 5. i 6.). Możemy też przytwierdzić słupek do pasu belki podłużnej, musimy jednak wtedy przez zagięcie nóżki rozszerzyć podstawę (t. 48. r. 7., t. 50. r. 3.) albo podeprzeć słup zastrzałem (t. 49. r. 2., t. 50. r. 4.).

Utwierdzenie jest pewniejsze przy podparciu słupka zastrzałem (t. 18. r. 3. i 9., t. 46. r. 1., t. 56. r. 2., t. 61. r. 2.).

Do pomostu żelaznego możemy też przytwierdzić słupek z boku zapomocą kątówek poziomych, pod i nad pomostem umieszczonych (t. 24. r. 6., t. 30. r. 1*b*, t. 51. r. 1. i 2.).

Słupki z żelaza lanego przytwierdzamy do podkładów drewnianych, rozszerzając słup w płytę, z którą łączy się słupek zapomocą żeber. Przez tę płytę przechodzą dwie lub trzy śruby, 18 *mm* grube (t. 23. r. 5. i 7., t. 57. r. 1. i 3.).

Do części mostu żelaznych płaskich przytwierdzamy słupki podobnie, kończąc je płytą stopową i łącząc dwiema lub czterema śrubami (t. 30. r. 2*a*). Jeżeli podstawa nie jest płaską, da się stopa słupka tak ukształtować, aby podparcie było należyte (t. 59. r. 5.). Jeżeli zaś podstawa jest wąska, to musimy słupek podeprzeć jeszcze zastrzałem (t. 55. r. 1.).

Słupki należy przytwierdzać do części mostu, które nie są narażone na wywrót, a więc nie dobrzeby było przytwierdzać je tylko do krawężnika, lepiej wprost do podkładu (t. 59. r. 2.), poprzecznicy lub wspornika (t. 59. r. 3.), co zresztą wskazanem jest także ze względów estetycznych.

§. 67. Pochwyt.

Pochwyt musi być wytrzymałym na siły poziome a zaokrąglonym, aby łatwo go było ująć ręką. Po nad pochwytem nie powinna wystawać żadna część poręczy, a jeśli słupki jakie wystają, nie powinne mieć przynajmniej ostrych krawędzi.

Pochwyt zwykle jest żelazny, czasem jednak pokrywamy pręt żelazny listwą drewnianą odpowiednio profilowaną (t. 55. r. 1.). Pochwyt tworzy często żelazo okrągłe (t. 19. r. 1.), żelazna rura (t. 55. r. 2.), żelazo płaskie, nakryte zwykle listwą drewnianą (t. 57. r. 2.), kształtówki pochwytowe (n. *Geländer-Handleisteneisen*) (t. 50. r. 3., t. 61. r. 4. i 5.), nareszcie kątówka (t. 22. r. 2., t. 18. r. 9.) lub tówka (t. 55. r. 1.).

Połączenie słupa z pochwytem może być rozmaite. Słup może się n. p. kończyć sworzniem, z którego tworzy się nit (t. 56. r. 1.), łączący słup z pochwytem. Do słupa o przekroju kwadratowym może być zagięty koniec pochwytu przytwierdzony nitem (rys. 2.). Kątówkę lub tówkę przynitowujemy do słupa w zwykły sposób (t. 22. r. 2.), czasem łączymy słup z pochwytem zapomocą kraty (t. 55. r. 5.), lub kątówek (t. 61. r. 3.). Słupy z żelaza lanego mają często otwór u góry, przez który przechodzi okrągły pochwyt (t. 24. rys. 7., t. 57. rys. 1.). Przy moście na Cisie pod Szegedynem (t. 55. rys. 4.) dolne wstęgi pochwytu zakończone są haczykowato i wsuwają się do otworów słupa, poczem druga wstęga nanitowana je przytrzymuje.

Pochwyt z żelaza lanego robimy zwykle tylko wtedy, gdy stanowi on jednę całość z całą kratą (t. 60. r. 1.).

Przy obliczeniu pochwytu przypuszczamy, że jest podpartym tylko na słupach, więc w odstępie a, zatem dla mostów drogowych $M=\frac{1}{8}60a^2$. Stąd $\tau J=60.100.a^2e$, więc

$$\left.\begin{array}{ll} & \frac{J}{e}=750\frac{a^2}{\tau} \\ \text{a dla kolejowych} & \frac{J}{e}=510\frac{a^2}{\tau} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 261)$$

jeżeli a wyrazimy w m, resztę w kg i cm.

Dla drzewa możemy przyjąć $\tau=70\ kg/cm^2$, dla żelaza $\tau=$ $=750\ kg/cm^2$, a więc dla przekroju prostokątnego o szerokości b a grubości d

dla mostów drogowych $\frac{db^2}{6}=750\frac{a^2}{750}$, czyli

$$\left.\begin{array}{ll} & b^2d=6a^2\ cm \\ \text{a dla kolejowych} & b^2d=4a^2\ \text{„} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 262)$$

a więc dla $d=15\ mm$ $a=1$ 2 3 m
drogowe $b=20$ 40 60 mm
kolejowe $b=16$ 33 49 mm.

Dla przekroju okrągłego i mostów drogowych

$$\frac{\pi d^3}{32}=750\frac{a^2}{750}$$

$$\left.\begin{array}{ll} \text{czyli} & d=22\sqrt[3]{a^2}\ mm \\ \text{a dla mostów koiejowych} & d=19\sqrt[3]{a^2}\ mm \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 263)$$

a zatem dla $a=1$ 2 3 m
dla mostów drogowych $d=22$ 35 46 mm
„ „ kolejowych $d=19$ 30 40 mm.

Dla żelaza pochwytowego (t. 61. r. 4.) o szerokości b jest w przybliżeniu $J=0{\cdot}023\,b^4$, $\frac{J}{e}=0{\cdot}045\,b^3$,

$$\left.\begin{array}{ll} \text{więc dla mostów drogowych} & b=28\sqrt[3]{a^2} \\ \text{„ „ kolejowych} & b=25\sqrt[3]{a^2} \end{array}\right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 264)$$

zatem dla $a=1$ 2 3 m
dla mostów drogowych $b=28$ 45 59 mm
„ „ kolejowych $b=25$ 40 52 mm.

Dla innych przekrojów obliczamy z wzoru 261) $\frac{J}{e}$ i wedle tego obieramy wymiary. Często jednak w praktyce przyjmujemy większe wymiary, niż z rachunku wypada.

*

§. 68. Ścianka poręczy.

Wprawdzie i od ścianki wymagamy pewnej wytrzymałości, głównie jednak chodzi tu o to, aby była dość gęstą. Zwłaszcza przy mostach drogowych zważać na to trzeba, aby otwory nie były za wielkie, aby dzieci przez nie nie mogły wypaść. Zresztą względy piękności grają tu ważną rolę. Przy mostach kolejowych zwykle ścianka jest bardzo prostą, przy drogowych w miarę ważności drogi bywa niekiedy bardzo ozdobną.

Ścianka może być zrobiona z żelaza spawalnego lub lanego. Jeżeli ściankę robimy z żelaza spawalnego, to najprostszy ustrój przedstawiają poziome pręty, jeden, dwa lub trzy (t. 19. r. 1. i 2., t. 22. r. 1., t. 24. r. 6. i 7.) z żelaza okrągłego, rurowego, płaskiego lub kątówek. Ustrój ten nie jest jednak dość stały w kierunku osi mostu, używany też bywa zwykle tylko dla mostów kolejowych. Czasem dla stężenia lepszego końcowe przedziały wypełniamy krzyżami.

Zamiast poziomych używamy też pionowych prętów (n. *Stabfüllung*) (t. 6. r. 1., t. 55. r. 2) z żelaza płaskiego lub okrągłego. Wypełnienie krzyżowe (n. *Kreuzfüllung*) (t. 57. r. 2), jak w moście na Cisie pod Szegedynem (t. 55. r. 4.) stęża dobrze poręcz w kierunku podłużnym. Gęstszą ścianę stanowi wypełnienie siatkowate (n. *Netzfüllung*), składające się z dwu rzędów prętów (t. 50. r. 4. i 6.), które ozdabiamy różami cynkowemi (t. 60. r. 2.) lub innemi ozdobami. Czasem używamy dla takich siatek drutu 1·5 do 3 *mm* grubego. Ozdobniejsze poręcze posiadają złożone wypełnienia prętami pionowymi, siatkowate i krzyżowe (t. 18. r. 9., t. 24. r. 5., t. 55. r. 1, t. 59. r. 1., 2. i 3., t. 61. r. 2.). W nowszych czasach z żelaza spawalnego wykonywują bardzo ozdobne poręczy o rozmaitych zawiłych wzorach (t. 60. r. 3. i 4.).

Jeżeli ścianka zrobiona jest z żelaza lanego, to można ją bardzo ładnie wykonać. Najczęściej wylewa się wtedy w jednym kawałku część ściany albo taflę, zajmującą cały przedział. Na t. 60. r. 5. widzimy wzór 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 naj-

mniej 60 *cm* nad pomost, możemy opuścić całkiem poręcze (t. 52. r. 2.); przy innych, jeśli wysokość jest za mała, nasadzamy na belki małe poręcze (t. 43. r. 6.). Przy mostach kratowych krata jest tak rzadka, że przy mostach kolejowych wypełniamy ją jednym lub parą prętów poziomych (t. 55. r. 6.), przy drogowych zaś zwykle urządzamy osobne poręcze (t. 54. r. 1.).

§ 69. Przerwy w poręczach.

Na końcach belki, gdzie się znajdują łożyska ruchome, na końcach belek łukowych, nad przegubem kluczowym belek łukowych i wszędzie, gdzie może nastąpić względna zmiana położenia części pomostu, należy urządzić przerwę w poręczach (t. 44. r. 8.). Jeżeli przesunięcia te mogą być znaczne, to zakrywamy tę przerwę albo łączymy sąsiednie części poręczy łańcuszkami, albo też nie urządzamy przerwy w poręczy, lecz umożliwiamy przesunięcie poszczególnych części zapomocą podłużnych dziur lub w inny sposób (t. 22. r. 1.).

Jeżeli poręcz żelazna przytyka do poręczy murowanej na przyczółku, to dobrze jest nawet nad łożyskami stałemi nie łączyć stale żelaza z murem, aby wstrząśnienia nie przenosić na mur i go nie osłabiać (t. 44. r. 6.).

§. 70. Ciężar poręczy.

Ponieważ ustrój poręczy jest bardzo rozmaity, więc i ciężar ich jest bardzo zmienny. — Dla zoryentowania się podajemy tu przybliżony ciężsr niektórych poręczy, których rysunki załączyliśmy.

Materyał ścianki	tabl.	rys.	Pochwyt i ścianka na m. b.	Słupek	Ciężar całkowity na m. b	Materyał ścianki	tabl.	rys.	Pochwyt i ścianka na m. b.	Słupek	Ciężar całkowity na m. b.
Żelazo spawalne	19	1	11·3	6	12	Żelazo spawalne	50	5	23	38	45
	19	2	7·6	21	18		61	3	42	18	48
	22	1	9	7	12		55	1	25	48	51
	24	5	28	8	33		55	3	25	6	31
	24	6	32	7	37		60	2	46	66	79
	24	7	25	47	54		48	7	25	9	29
	37	4	16	20	26		50	3	58	7	61
	55	5	18	10	23						
	57	1	9	29	24	Żelazo lane	50	4	50	26	63
	55	4	15	26	28		60	4	62	36	72
	55	2	14	22	32		60	1	77	60	115
			kg/m	*kg*	*kg/m*				*kg/m*	*kg*	*kg/m*

Z powyższej tabliczki widzimy, że jeśli wyłączymy poręcze bardzo ciężkie, możemy przeciętnie przyjąć dla poręczy z żelaza spawalnego

mostów kolejowych $g=20\ kg/m$
„ drogowych $g=30\ kg/m$ . . . . . 265)

a dla poręczy z żelaza lanego mostów

drogowych $g=75\ kg/m$ . . . . . 266)

licząc na m. b. poręczy.

§. 71. Ustrój łożysk.

Łożysko (n. *Lager*, *Auflager*, fr. *support*, *coussinet*, a. *support*, *bolster*, *bearing*, cz. *ložisko*, *lůžko*) jestto część składowa mostu znajdująca się między belkami głównemi a filarem lub przyczółkiem i służy do rozdzielania 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 stałych (n. *festes Lager*, fr. *support fixe*, a. *fixed suport*, cz. *lůžko pevné*), niedozwalających przesunięcia belki i łożysk przesuwowych (n. *Gleitlager*, fr. *glissière*, a. *slide-bolster*, cz. *lůžko posuvné*), na których możliwe jest przesunięcie względne belki po przezwyciężeniu tarcia.

Łożysko tak stałe, jak i przesuwowe, składa się z płyty poziomej (n. *Lagerplatte*, fr. *plate d' appui*, a. *bed-plate*, cz. *deska ložná*) (t. 58. r. 1. i 8.) z żelaza lanego, na której spoczywa pas dolny belki. Zwykle dajemy w kierunku podłużnym po obu stronach pasu grę 10 do 25 *mm* dla umożliwienia małego przesunięcia poprzecznego belki wskutek zmiany ciepłoty (t. 63. r. 2.).

Dla wystających nitów pasu dolnego urządzamy albo odpowiednie dołki w płycie (r. 3.), albo też, co zwyklejsza, rowki, aby się nie krępować odstępem nitów (t. 62. r. 1. i 2.).

Ponieważ przy ugięciu belki, spoczywającej na poziomem 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 no-

wszych czasach krawędź wewnętrzną łożyska płaszczyzną pochyłą. Przy łożysku kolei Państwowej austryackiej (t. 32. r. 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 krótkie łożyska (t. 58. r. 6*b*, t. 62. r. 3.). Dla dwojaków zwykle robimy wspólne łożyska (t. 62. r. 4.).

Przy łożysku przesuwowem 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 stałe, chociaż belki z łożyskami stale nie łączymy. Dla przeszkodzenia przypadkowym przesunięciom dajemy wtedy zwykle żebro górne w tyle łożyska (t. 28. r. 3*a*). Rzeczywiste połączenie belki z łożyskiem zapomocą śrub (t. 63. r. 5. i 7.) nie jest wskazanem, bo wstrząśnienia belki udzielają się zanadto łożysku i działają szkodliwie na mur.

W Rosyi kładą belki małych mostów do 6·4 *m* rozpiętości na ławy drewniane dla złagodzenia wstrząśnień na mur. To samo zrobiono przy kolei Venlo-Hamburg (t. 58. r. 2.), tu jednak wstawiono ławę między belkę a łożysko żelazne. Z powodu ugniatania się drzewa i wynikłego stąd nierównomiernego podparcia belek, ustroju tego gdzieindziej nie używają.

§. 72. Połączenie łożyska z murem.

Łożysko łączymy z murem albo śrubami (t. 63. r. 5., t. 58. r. 6.) albo trzpieniami (t. 58. r. 7.) albo zapomocą wpuszczonych żeber (t. 62. r. 1. i 4., t. 63. r. 1.).

Śruby używane są tylko dla małych mostów i to rzadko, gdyż wstrząśnienia je rozluźniają. Zresztą nie wiele one przeszkadzają przesunięciu poprzecznemu łożyska, dlatego też najczęściej wpuszczamy albo całe łożysko nieco w kamień (t. 65. r. 4.), albo też tylko żebra (t. 30. r. 1.), które umieszczamy na dolnej części łożyska. Jeżeli grubość płyty wynosi *c*, to możemy przyjąć

$$\left.\begin{array}{l}\text{wysokość żeber} = 0{\cdot}8\,c\\ \text{średnia grubość} = 0{\cdot}6\,c\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots \quad 267)$$

Zwykle umieszczamy jedno żebro z tyłu łożyska, wyjątkowo przy dłuższych łożyskach także we środku (t. 63. r. 4.).

Większe płyty ustala się czasem także zapomocą trzpieni (t. 58. r. 7.), które wpuszczamy w mur, a które zachodzą w odpowiednie wycięcia płyty.

Aby ciśnienie przenosiło się na mur jak najbardziej jednostajnie, umieszczamy między łożyskiem a murem płytę ołowianą 4 do 10 *mm* grubą, zamiast której używają także płyt kauczukowych lub asfaltowych. Najczęściej jednakże zamiast na płycie układamy łożyska na warstwie cementu 10 do 15 *mm* grubej.

§. 73. Wymiary.

Szerokość płyty łożyskowej b przymujemy nieco większą od szerokości pasu b_1. Winkler poleca przyjmować

$$\left.\begin{array}{l}\text{dla belek blaszanych } b = 1{\cdot}50\, b_1 \\ \text{dla kształtówek } J\ b = 1{\cdot}75\, b_1\end{array}\right\} \quad \ldots\ldots 268)$$

Długość łożyska l_1 wyznaczamy w ten sposób, aby ciśnienie na mur nie było za wielkie. Jeżeli ciśnienie podporowe nazwiemy O_1, to

$$l_1 = \frac{O_1}{b\,\tau} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots 269)$$

Natężenie dopuszczalne na ciśnienie τ zależy, rozumie się, od materyału. Przy małych mostach z powodu stosunkowo małych ciśnień podporowych możemy przyjmować mniejsze τ, aby łożysko nie było za krótkie, przy większych trzeba używać lepszego materyału dla ciosów podporowych i przyjmować większe τ. Przy wykonanych mostach spotykamy τ bardzo różne od 4 do 27 kg/cm^2, dla mostów blaszanych możemy średnio przyjąć τ około 15 kg/cm^2. Stosowną długość łożyska otrzymamy wedle wzoru doświadczalnego Winklera

$$l_1 = 32 + 0{\cdot}7\, l\ cm \quad \ldots\ldots\ldots 270)$$

jeżeli l oznacza rozpiętość w m.

Łożyska nie umieszczamy przy samej krawędzi muru, boby rozkład ciśnienia na murze był zanadto niekorzystny, odstęp a krawędzi muru od krawędzi łożyska przyjmujemy

$$a = (0{\cdot}1 \text{ do } 0{\cdot}2)\, l_1 \quad \ldots\ldots\ldots 271)$$

przy małych mostach blaszanych zwykle $0{\cdot}2\, l_1$.

Grubość płyty łożyskowej c nie da się obliczyć, przyjmujemy w przybliżeniu

$$c = 40 + 0{\cdot}9\, l\ mm \quad \ldots\ldots\ldots 272)$$

Jeżeli między belką a płytą dajemy jeszcze płytę pośrednią (n. *Zwischenplatte*), to grubość jej

$$c_1 = \frac{1}{3} c \quad \ldots \ldots \ldots \ldots \quad 273)$$

§. 74. Łożyska kołyskowe.

Wiemy, że punkt zaczepienia ciśnienia podporowego przy ugięciu belki posuwa się ku krawędzi łożyska, co jest szkodliwem tak dla łożyska, jak i dla muru. Dlatego dla większych mostów oddawna już używamy łożysk kołyskowych (n. *Kipplager* cz. *lůzko kloubové*), których płaszczyzna zetknięcia się z belką jest małą, wskutek czego belka może przy ugięciu zmienić swe położenie bez przesunięcia punktu zaczepienia. Będziemy o nich obszerniej mówić przy mostach kratowych. Teraz wspominamy jednak o nich, gdyż obecnie zaczynają ich używać także i dla małych mostów.

Na tabl. 58. rys. 5. widzimy łożysko styczne Gerbera. Łożysko to składa się z płaskiej płyty górnej, którą nazywamy wahaczem (n. *Balancier*, fr. *balancier*), i z płyty dolnej, zwanej kadłubiem (n. *Lagerkörper*), w którym wstawiona jest płyta stalowa, słabo u góry zakrzywiona. W ten sposób umożliwiony jest obrót wahacza, a aby przeszkodzić przesunięciu, połączone są obie części łożyska dwoma trzpieniami, wetkniętymi w odpowiednie otwory obu części.

Łożyska styczne widzimy także na kolei północno-wschodniej szwajcarskiej (t. 78. r. 8.). Dla zmniejszenia tarcia używają się przy większych mostach łożyska wałkowe (n. *Walzenlager*). Będziemy o nich mówić przy mostach kratowych. Tu wspominamy, że przy mostach na dworcu w Düsseldorfie użyto już łożysk wałkowych dla $l = 13$ *m*.

§. 75. Zakończenie mostów drogowych.

W §. 36. mówiliśmy o zakończeniu mostów kolejowych, teraz powiedzieć musimy parę słów o zakończeniu mostów drogowych. Chodzi tu o zupełne zamknięcie przestrzeni między belką a murem zamykającym, dlatego też pokład przysuwamy, o ile możności, do muru zamykającego.

Jeżeli jako pomostu użyjemy dyliny poprzecznej, to dylem nakrywamy szczelinę (t. 67. r. 1.). Przy łożysku ruchomem wy-

starczy w takim razie, jeżeli zostawimy między dylami małe odstępy i parę dyli nie przytwierdzimy.

W podobny sposób zakrywamy szczelinę zoresówkami (t. 67. r. 2., 4., 5.) lub blachą falistą (t. 67. r. 3.). Przy innych rodzajach pomostu lepiej przy łożysku ruchomem na murze umieścić kształtówkę J i na niej oprzeć blachę żłobkowaną (t. 67. r. 7.), która przykrywa szczelinę i może się po kształtówce przesuwać.

W kierunku poprzecznym pomost musi być także odgraniczonym. Jeżeli belka główna wystaje, to odgranicza ona pomost; jeżeli jednak pomost jest podparty kilku belkami głównemi, to wtedy dla odgraniczenia lepszego pomostu albo umieszczamy belkę skrajną wyżej, albo też robimy ją wyższą niż inne, zato jednak opuszczamy jednę kątówkę u góry (t. 67. rys. 6.).

---

§. 76. Przykład. Obliczenie i projekt mostu kolejowego.

(Tabl. 97. do 100.).

I. Uwagi ogólne.

1. Program.

Dla kolei drugorzędnej jednotorowej o szerokości toru normalnej $s = 1{\cdot}5\ m$ zaprojektować należy nad potokiem most blaszany o rozpiętości $l' = 10{\cdot}00\ m$ w świetle.

2. Wyznaczenie rozpiętości teoretycznej.

Rozpiętość teoretyczna l belek głównych zawisłą jest: od rozpiętości l' mostu w świetle, od odstępu łożyska od krawędzi przyczółka c i od długości tegoż łożyska. W celu jej obliczenia postąpić możemy w dwojaki sposób: albo 1. obliczamy długość płyty łożyskowej n. p. wedle wzoru doświadczalnego Winklera równ. 270.:

$$l_1 = 32 + 0{\cdot}7\, l' = 39\ cm.$$

Ze względu na to, że wymiary łożyska zawisłe są od wielkości oddziaływania podpór, zaś ciśnienie jednostkowe na mur nie powinno być zbyt wielkie, przyjmujemy długość łożyska

$$l_1 = 0{\cdot}5\ m.$$

Odstęp łożyska od krawędzi przyczółka przyjmijmy w największej wartości jaka z wzoru 271. wypada, a więc

$$c = 0{\cdot}2\, l_1 = 0{\cdot}2 \,.\, 0{\cdot}5 = 0{\cdot}1\ m.$$

Stąd rozpiętość teoretyczna

$$l = 10{\cdot}00 + 0{\cdot}5 + 2 \,.\, 0{\cdot}1 = 10{\cdot}70\ m.$$

2. Możemy też przyjąć wymiary górnej części przyczółka, według normalij kolei państwowych (Thullie. Przyczółki i filary, wyd. 2., str. 5., tabliczka I. i II. i tabl. 38. fig. 7. i 8.). Wypada wtedy dla rozpiętości w świetle $l' = 10{\cdot}00\,m$ odstęp punktu zaczepienia oddziaływania od krawędzi przyczółka $a = 0{\cdot}4\,m$.

Stąd rozpiętość teoretyczna

$$l = l' + 2a = 10{\cdot}00 + 0{\cdot}8 = 10{\cdot}80\,m.$$

Do dalszego rachunku przyjmujemy:

$$l = 10{\cdot}80\,\text{m},$$

chociaż jak widzimy, moglibyśmy też snadnie przyjąć 10·7, a nawet 10·6 *m*.

3. Założenia. Ponieważ nie mamy dostatecznej wysokości dla urządzenia pomostu górą, przyjmujemy pomost dołem. Dla tego założenia otrzymamy według powyższych normalij następne wymiary (według oznaczeń na tabl. 38. fig. 7. i 8.)

$$b = 0{\cdot}65\,m$$
$$d = 0{\cdot}45\,m$$
$$t = 0{\cdot}95\,m$$
$$f = 1{\cdot}00\,m$$
$$B = 5{\cdot}5\,m$$

Dalej przyjmujemy wedle §. 11.: *a)* Odstęp poprzecznic $1{\cdot}8\,m$, a zatem ze względu, że $1{\cdot}8 \times 6 = 10{\cdot}8\,m$, poprzecznic będzie 7, a przedziałów 6. *b)* Odstęp podłużnic $2\,m$. *c)* Szerokość pomostu wedle rów. 20.) $b = 4{\cdot}3\,m$, a zatem odstęp belek głównych $e = 4{\cdot}4\,m$. *d)* Odstęp podkładów wedle §. 13. $0{\cdot}9\,m$. długość podkładów $2{\cdot}50\,m$. Poprzecznice niech będą belkami blaszanemi, zaś podłużnice ijówkami.

3. Obciążenie.

Jako ciężar ruchomy przyjąćby należało według rozp. minist. z roku 1887 ciężar zastępczy. Aby jednak dać przykład obliczenia ciężarami skupionymi, przyjmujemy parowozy trzyosiowe z jaszczykami o ciężarze osi parowozu 12 a osi jaszczyka $8{\cdot}33\,t$.

4. Natężenie.

Natężenie dopuszczalne na ciśnienie, ciągnienie i ścinanie na cm^2, użytecznej powierzchni przekroju nie powinno wedle rozp. minist. z roku 1887 *) przekraczać $700\,kg$ wraz z dodatkiem $2\,kg$ za każdy metr rozpiętości.

II. Obliczenie pomostu.

5. Podkłady poprzeczne.

Podkłady poprzeczne wycinamy, jak zwykle, $2\,cm$ w miejscach, gdzie leżą na belkach i przytwierdzamy każdy zapomocą osobnych kątówek.

Odstęp środka szyny od krawędzi podłużnicy, która w naszym projekcie, jak to na podstawie przybliżonego rachunku przekonaliśmy się, jest ijówką Nr. 24, będzie (tab. 97. rys. 9.)

*) Por. Podr. Teoryi mostów I. 2 wyd. str. 28.

$$a = 0{\cdot}2\ m$$

zaś $P = 6\ ton$

więc $M = Pa = 1{\cdot}2\ tm = 120000\ kgcm.$

Jeżeli szerokość podkładów b przyjmiemy, jak zwykle, $b = 25\ cm$, to wysokość ich otrzymamy z równania 22:

$$h = 0{\cdot}29\sqrt{\frac{Pa}{b}} + 2\ cm$$

$$h = 20 + 2 = 22\ cm.$$

Zatrzymujemy więc wymiary $^{22}/_{25}\ cm$ i układamy symetrycznie po dwa podkłady na każdej podłużnicy.

6. Obliczenie wymiarów dyliny.

Odstęp punktów podparcia dyliny między szynami równy jest odstępowi podkładów, a więc wynosi $0{\cdot}9\ m$, zaś skrajnej dyliny zewnątrz toru odstępowi podwójnemu podkładów, a więc $1{\cdot}8\ m$, gdyż podkłady sięgają co drugi na całą szerokość mostu. Ze względu na to, że szerokość podkładu poprzecznego wynosi $25\ cm$, możemy przyjąć jako rozpiętość teoretyczną dyliny w wypadku pierwszym $0{\cdot}70$, zaś w drugim $1{\cdot}6\ m$, $g = 0{\cdot}17\ t/m$, a zatem

$$M_1 = {}^1/_8 \,.\, 0{\cdot}17 \,.\, 0{\cdot}7^2 = 0{\cdot}01041\ tm = 1041\ kgcm,$$

$$M_2 = {}^1/_8 \,.\, 0{\cdot}17 \,.\, 1{\cdot}6^2 = 0\ 05440\ tm = 5440\ kgcm.$$

Wysokość dyliny h, jeżeli szerokość jej przyjmiemy $b = 25\ cm$, będzie

$$h_1 = \sqrt{\frac{6\,M}{b\,.\,\tau}} = \sqrt{\frac{6\,.\,1041}{25\,.\,80}} = \sqrt{3{\cdot}123} = 1{\cdot}8\ cm,$$

$$h_2 = \sqrt{\frac{6\,M}{b\,.\,\tau}} = \sqrt{\frac{6\,.\,5440}{25\,.\,80}} = \sqrt{16{\cdot}32} = 4{\cdot}0\ cm.$$

Dodawszy $1\ cm$ na zużycie i zaokrągliwszy do liczby całej otrzymamy:

$$h_1 = 3\ cm; \qquad h_2 = 5\ cm;$$

Przyjmujemy zatem wewnątrz toru dylinę o wymiarach $^{25}/_3\ cm$, zaś zewnątrz $^{25}/_5\ cm$.

Dla lepszego odwodnienia mostu zostawiamy między dylami odstępy $2\ cm$ i ścinamy z obu stron ich krawędzie. Aby zaś umożliwić wymianę szyn bez odrywania sąsiedniego dylu, zostawiamy odstęp szyny od najbliższego dylu $6\ cm$ szeroki.

Ciężar dyliny wynosi wewnątrz toru:

$$g_1 = 9\,.\,h_1 = 9\,.\,3 = 27\ kg/m^2,$$

zaś zewnątrz toru: $g_2 = 9\,.\,h_2 = 9\,.\,5 = 45\ kg/m^2.$

III. Obliczenie podłużnic.

7. Wyznaczenie momentów.

a) Ciężar ruchomy. Wyznaczenie momentów dla poszczególnych przekrojów uskuteczniamy, jak zwykle, rachunkiem lub wykreślnie dla przepisanych ciężarów skupionych. Ponieważ zastosowujemy tu podkłady poprzeczne, wystarcza więc wyznaczyć momenty dla tych przekroi, w których znajdują się podkłady i tak otrzymane punkty połączyć. Najnieko-

rzystniej podłużnica będzie obciążoną, gdy oś parowozu będzie się znajdywała nad jednym z podkładów; w tym razie jednakowoż na podkład sąsiedni przenosi się ciężar jakiś P mniejszy, niż ciężar osi parowozu. Ciężar ten P otrzymamy z równania (tab. 97. rys. 10.)

$$P = \frac{6 \,.\, 0{\cdot}6}{0{\cdot}9} = \frac{3{\cdot}6}{0{\cdot}9} = 4\,t.$$

Otrzymamy wtedy

$$O_1 = \frac{1}{1{\cdot}8}\Big(6 \,.\, 1{\cdot}35 + 4 \,.\, 0{\cdot}45\Big) = 5{\cdot}5\,t$$

$$najw\, M_1 = 5{\cdot}5 \,.\, 0{\cdot}45 = 2{\cdot}475\,tm.$$

b) Ciężar stały. Do wyżej otrzymanego momentu musimy dodać teraz moment, wywołany ciężarem stałym, który wobec poprzedniego jest bardzo mały. Ciężar stały jest dwojaki: α) ciężar własny belki obliczanej, który przyjmujemy jako jednostajnie rozdzielony i β) ciężar stały szyn podkładów i pomostu, który działa na belkę tylko w punktach, w których leżą na podłużnicach podkłady.

α) Ciężar własny. Wedle rów. 85) otrzymamy ciężar jednej podłużnicy

$$g = 26 \,.\, 1{\cdot}8 = 47\,kg/m.$$

Stąd $najw\, M_2 = {}^1/_8\, g\, l^2 = {}^1/_8\, 47 \,.\, 1\,8^2 = 19\,kgm.$

β) Ciężar stały szyn, podkładów i pomostu. Ciężar przenoszący się przez podkład poprzeczny

Szyny stalowe z drobnem żelaziwem $84 \,.\, 0{\cdot}9$	75·6 *kg*
Podkład przez całą szerokość mostu $0\,25 \,.\, 0{\cdot}22 \,.\, 4\,4 \,.\, 1000$ . .	220·0 „
Podkład zwykły $0{\cdot}25 \,.\, 0{\cdot}22 \,.\, 2\,5 \,.\, 1000$	100·0 „
Dylina wewnątrz toru $0{\cdot}9\,(1{\cdot}5 - 2 \,.\, 0{\cdot}06) \,.\, 0{\cdot}03 \,.\, 1000$ . . .	37·0 „
Dylina zewnątrz toru $1{\cdot}8\,(4{\cdot}4 - 1{\cdot}5 - 2 \,.\, 0{\cdot}06)\, 0{\cdot}05 \,.\, 10^3$ . . .	260·0 „

Stąd otrzymamy:

Obciążenie w A obu podłużnic	$75{\cdot}6 + 220 + 37 + 260 =$	592·6 *kg*
„ „ B „ „	$75\,6 + 100 + 37 =$	212 6 *kg*
		805·2 *kg*

Obciążenie więc całkowite podłużnicy szynami, podkładami i pomostem wynosi 805 *kg*. Dla pewności porównajmy wynik ten z ciężarem pomostu podług Winklera (str. 11.). Znajdujemy tam, że przeciętny ciężar całego pomostu dla kolei drugorzędnej o szerokości toru $1{\cdot}5\,m$ wynosi $450\,kg/m$, jeżeli więc pomnożymy przez długość podłużnicy otrzymamy $450 \,.\, 1{\cdot}8 = 810\,kg$. Widzimy więc, że różnica ta nie wynosi $5\,kg$, obliczenie nasze było więc dobre. Chcąc więc obliczyć moment wywołany ciężarem stałym, musimy wziąć połowę poszczególnych ciężarów, a więc w punkcie A $296\,kg$, w punkcie zaś B $106\,kg$.

Stąd otrzymamy

$$O_1 = \frac{1}{1{\cdot}8}\Big\{296 \,.\, 1{\cdot}35 + 106 \,.\, 0{\cdot}45\Big\} = 249\,kg,$$

zaś

$$najw\, M_3 = O_1 \,.\, 0{\cdot}45 = 112{\cdot}05\,kgm = 11205\,kgm.$$

8. Obliczenie przekroju podłużnicy.

Przekrój obliczamy ze względu na moment dla wszystkich ciężarów

$$M = M_1 + M_2 + M_3 = 260600\ kgcm.$$

Moment oporu $W = \frac{J}{e} = \frac{M}{\tau}$, przyczem natężenie dopuszczalne wedle rozp. minist. wynosi $\tau = 700 + 2 \cdot 1{\cdot}8 = 704\ kg/m^2$, więc

$$W = \frac{260347}{704} = 370\ cm^3.$$

Temu momentowi oporu W odpowiada ijówka Nro 24. (Statyka budowli str. 161.) o momencie oporu $398{\cdot}7\ cm^3$.

IV. Obliczenie poprzecznic.

9. Najkorzystniejsza wysokość poprzecznicy.

Przyjmijmy najkorzystniejszą wysokość poprzecznicy, a więc dla kolei drugorzędnej podług wzoru 105 i następnej uwagi

$$h_1 = 0{\cdot}894 \cdot 0{\cdot}024\,(a + 3{\cdot}8)\,b\ m$$

$$h_1 = 0{\cdot}894 \cdot 0{\cdot}024\,(1{\cdot}8 + 3{\cdot}8)\,4{\cdot}4 = 0{\cdot}52\ m.$$

Wartość tę zaokrąglimy do $h_1 = 50\ cm$.

10. Wyznaczenie ciśnienia na poprzecznicę.

Ciśnienie, wywarte przez podłużnicę na poprzecznicę, wyznaczamy dla założenia, że podłużnice są w dwu punktach podparte.

a) Ciężar ruchomy. Obliczenie przeprowadzimy analitycznie i wykreślnie.

α) Wyznaczenie rachunkowe. Ustawiamy siłę P_2 (t. 97. r. 1.) na podkładzie najbliższym poprzecznicy. Ponieważ siła P_1 rozkłada się na dwie siły, z których jedna działa poza przedziałem, więc uwzględniamy tylko składowe $6 \cdot \frac{0{\cdot}3}{0{\cdot}9} = 4\ t$ i otrzymamy ciśnienie na poprzecznicę

$$C = \frac{4 \cdot 0{\cdot}45 + 6 \cdot 1{\cdot}35 + 6\,(8 - 0{\cdot}75)}{1{\cdot}8} = 9\ t.$$

β) Wyznaczenie wykreślne zapomocą linii wpływowej. W znany sposób kreślimy linię wpływową dla przekroju A i ciężaru n. p. $P = 6$ ton i odczytujemy z rysunku, że ciśnienie na poprzecznicę spowodowane ciężarem ruchomym jest podług znanej reguły

$$C = 9\ \text{ton}.$$

b) Ciężar stały. Ciężar ten składa się:

1. z ciężaru podłużnicy wynoszącego

$$g_1 = 40{\cdot}5\ kg/m$$

a zatem $G_1 = 40{\cdot}5 \cdot 1{\cdot}8 = 72{\cdot}9\ kg$

i 2. z ciężaru podkładów, szyn i pomostu, już powyżej obliczonego a wynoszącego $g_2 = 450\ kg/m$.

Stąd jedna podłużnica pod wpływem ciężaru stałego przenosi na poprzecznicę ciężar $G_2 = \frac{450 \cdot 1{\cdot}8}{2} = 405\ kg.$

Dodawszy te dwie otrzymane wartości, dostaniemy całkowity ciężar stały skupiony w miejscu, gdzie jest umocowana podłużnica do poprzecznicy: $G = G_1 + G_2 = 72{\cdot}9 + 405 = 477{\cdot}9\ kg$

okrągło $G = 0{\cdot}478$ t.

Jeżeli do powyższego ciężaru stałego dodamy ciśnienie, spowodowane ciężarem ruchomym, otrzymamy całkowity ciężar skupiony, działający w punktach przymocowania podłużnic do poprzecznic

$$P = C + G = 9{\cdot}479 \text{ t.}$$

11. Ciężar własny poprzecznicy blaszanej.

W celu obliczenia wymiarów poprzecznicy, musimy przyjąć w przybliżeniu ciężar jej własny. Uskuteczniamy to na podstawie równania 106. i nast. str. 71,, które dla kolei drugorzędnej jednotorowej jest:

$$G = 0{\cdot}894 \,.\, 36{\cdot}5\,(b - 0{\cdot}83\,c)\,(a + 3{\cdot}9)\ kg,$$

gdzie $b =$ rozpiętości poprzecznicy $= 4{\cdot}4\ m$, $a =$ odstęp poprzecznic $= 1{\cdot}8\ m$, $c =$ odstęp poprzecznic $= 2\ m$

$$G = 32{\cdot}681\,(4{\cdot}4 - 0{\cdot}83 \,.\, 2)(1{\cdot}8 + 3{\cdot}9)\ kg = 509\ kg.$$

Stąd na metr bieżący wypada:

$$g = \frac{509}{4{\cdot}4} = 115{\cdot}8\ kg/m = 0{\cdot}116\ t/m.$$

12. Obliczenie sił wewnętrznych poprzecznicy.

Poprzecznice obliczamy jako belki w dwu punktach podparte.

a) Wyznaczenie momentów.

α) Ciężary skupione. Wedle rów. 40. i rys. 11. tab. 97. jest

$$najw\ M_1 = C \,.\, a = 9{\cdot}478 \,.\, 1{\cdot}2 = 11{\cdot}374\ tm.$$

Dla punktu w odstępie x od podpory jest

$$M_1 = 9{\cdot}478 \,.\, x\ tm.$$

Stąd dla różnych odciętych x będą kolejno momenty:

$x =$	0	$0{\cdot}3$	$0{\cdot}6$	$0{\cdot}9$	$1{\cdot}2$	$2{\cdot}2\ m$
$M_1 =$	0	$2{\cdot}8434$	$5{\cdot}6868$	$8{\cdot}5302$	$11{\cdot}374$	$11{\cdot}374$

β) Ciężar własny. Wynosi on, jak to wyżej obliczyliśmy,

$$g = 0{\cdot}116\ t/m.$$

Stąd moment w dowolnym punkcie

$$M_2 = {}^1/_2\, g\, x\,(l - x)\ *),$$

zaś w środku belki

$$najw\ M_2 = {}^1/_8\, g\, l^2\ *).$$

Stąd dla różnych odciętych

$x =$	0	$0{\cdot}3$	$0{\cdot}6$	$0{\cdot}9$	$1{\cdot}2$	$2{\cdot}2\ m$
$M_2 =$	0	$0{\cdot}07134$	$0{\cdot}13224$	$0{\cdot}18270$	$0{\cdot}2227$	$0\,28072\ tm.$

Stąd całkowity moment będzie:

$x =$	0	$0{\cdot}3$	$0{\cdot}6$	$0{\cdot}9$	$1{\cdot}2$	$2{\cdot}2\ m$
$M =$	0	$2{\cdot}9147,$	$5{\cdot}8180,$	$8{\cdot}7123,$	$11{\cdot}5967,$	$11{\cdot}6549\ tm.$

---

*) Por. Podr. Statyki budowli 2 wyd. Rów. 18. i 20.

b) Wyznaczenie sił poprzecznych. Siły poprzeczne obliczamy wedle wzorów 40. i 41. na zewnątrz więc podłużnic

$$najw\ Q = P = 9{\cdot}478,$$

zaś między podłużnicami

$$Q = \pm \frac{2}{3} \frac{a}{b} c,$$

gdzie $a = 1{\cdot}2\ m$, zaś $b = 4{\cdot}4\ m$

$$Q = \pm \frac{2}{3} \cdot \frac{1{\cdot}2}{4{\cdot}4} = \pm 1{\cdot}64\ t.$$

β) Ciężar własny. Siłę poprzeczną Q dla dowolnego punktu poprzecznicy otrzymamy z równania:

$$Q = {}^1/_2\, g\,(l - 2x)\ ^*)$$

Wartości uzyskane ustawiamy w tabliczkę

$x = 0$	0·3	0·6	0·9	1·2	2·2 m
$Q_1 =$ 9·478	9·478	9·478	9·478	1·64	
$Q_2 =$ 0·255,	0·221,	0·186,	0·151,	0·116	0

$$Q = 9{\cdot}733 \begin{cases} 9{\cdot}699 \\ 9{\cdot}699 \end{cases} \begin{cases} 9{\cdot}664 \\ 9{\cdot}664 \end{cases} \begin{cases} 9{\cdot}629 \\ 9\ 629 \end{cases} \begin{cases} 9{\cdot}594 \\ 1{\cdot}756 \end{cases} \text{ton}$$

Tak momenty jak i siły poprzeczne wyznaczyliśmy wykreślnie na tabl. 97. rys. 6., przyczem wyniki wypadły zgodnie z rachunkiem.

13. Obliczenie przekroju poprzecznicy.

Wysokość ścianki przyjmijmy wedle 105)

$$h_1 = 0{\cdot}894 \,.\, 0{\cdot}024\,(1{\cdot}8 + 3{\cdot}8) \,.\, 4{\cdot}3 = 50{\cdot}9\ m\,.$$

czyli okrągło $h_1 = 50\ cm.$

zaś grubość ścianki według wzoru doświadczalnego Winklera (str. 3. rów. 3.)

$$g = 0{\cdot}8 + 0{\cdot}015\,.\,l\,.\,cm = 9{\cdot}87\ cm.$$

Przyjmijmy więc grubość ścianki

$$g = 10\ mm.$$

Szerokość kątówek przyjmijmy podług wzoru 4. str. 4.

$$b_1 = 6 + 0{\cdot}4\,l = 6{\cdot}8 \doteq 7\ cm = 70\ mm,$$

zaś grubość kątówek $g_1 = 8\ mm.$

Użyjmy więc kątówek $\frac{70\,.\,70}{8}$.

Szerokość nakładki podług wzoru 4. str. 4.

$$b = 18 + 0{\cdot}8\ l\ cm = 21{\cdot}52\ cm = 220\ mm.$$

Musimy teraz obliczyć moment bezwładności przekroju ścianki i kątówek poprzecznicy, dla której przyjęliśmy $h_1 = 50\ cm$, kątówki $\frac{70\,.\,70}{8}$, średnica dziur ma być $d = 20\ mm$, grubość ścianki $10\ mm$. A zatem moment bezwładności według tabliczki I. str. 5. i tab. III. str. 8. będzie

---

*) Por. Podr. Statyki bud. 2 wyd. rów. 19.

ścianki	=	10417·0
kątówek $\frac{70.70}{8}$		22453·0
razem		32870·0
Od tego dziury na nity 4 . 2 . 484		3872·0
		$J_1 = 28998\,0\ cm^4$

Obliczmy teraz grubość i długość nakładek. Dla najw. momentu $M = 11{\cdot}65472\ tm = 1165472\ kgcm$ i natężenia dopuszczalnego $\tau = 700 + 2.4{\cdot}4 =$ $= 708{\cdot}8$ jest

$$\frac{M}{\tau} = 1644\ cm^3$$

Ponieważ $h_1 = 50$ cm, to możemy przyjąć tymczasowo $e = 26\ cm$, więc

$$J = 1644 . 26 = 42744{\cdot}0\ cm^4$$
$$J_1 = 28998{\cdot}0\ cm^4$$
$$J_2 = 13746{\cdot}0\ cm^4$$

Jeżeli $b' = 22\ c - 2 . 2 = 18\ cm$, to

$$\frac{J_2}{b'} = 708{\cdot}1.$$

Z tablicy II. str. 7. wypada więc grubość nakładki 8 *mm*.
Znajdźmy teraz miejsce, gdzie nakładek nie będzie potrzeba.
Użyjemy do tego wzoru

$$d = \frac{M}{b' h_1 \tau} - \frac{2 J_1}{b' h_1^2} = 0.$$

Stąd

$$M = \frac{2 J_1 \tau}{h_1} = 8{\cdot}2215\ tm.$$

Moment taki mamy dla $x = 0{\cdot}85\ m$ i $x = 3{\cdot}55\ m$. Ze względów ustrojowych nakładkę musimy dać dłuższą, a więc w granicach

$$x = 0{\cdot}70\ m \text{ do } x = 3{\cdot}70\ m.$$

14. Obliczenie odstępu nitów.

W końcu musimy obliczyć odstępy nitów, przyjąwszy jako największy odstęp $20 . g = 20 . 10\ mm = 20\ cm$. Ponieważ tu średnica nitu d' jest 2 razy większą od grubości kątówki, więc musimy tu liczyć ze względu na ciśnienie na ściankę dziury, a więc według równania 16. str. 16.

$$a = \frac{d' g \tau_2 J}{Q . S},$$

gdzie $g = 1\ cm$, $\tau_2 = 1400\ kg/cm^2$, $d' = 2\ cm$, więc

$$a = \frac{2800 . J}{Q . S}$$

Dla *najw* siły poprzecznej na podporze $Q = 9{\cdot}733\ t$ i momentu bezwładności $J = J_1 = 28998$ (bo na podporze niema żadnej nakładki) będzie moment statyczny powierzchni przekroju nad osią nitu poziomego ze względu na oś obojętną:

$$S = 15{\cdot}0 . 0{\cdot}8\ 24\ 6 + 2{\cdot}6 . 3{\cdot}1 . 22{\cdot}65$$
$$S = 295{\cdot}2 + 182{\cdot}559$$
$$S = 477{\cdot}759\ cm^3$$

Po wstawieniu wartości otrzymamy:

$$a = \frac{81194400}{4650038 \cdot 1} = 17 \cdot 46 \text{ cm.}$$

Wewnątrz toru *najw* $Q = 2585$ *kg*, zaś

$$J = J_1 + {}^1/_{22}\, 22\,(51 \cdot 6^3 - 50^3) = 28998 + {}^{22}/_{12}\,(137388 - 125000) = 28998 + 22711 \cdot 5 = 51709 \cdot 5 \text{ cm}^4,$$

zaś $$S = 477 \cdot 759 + 22 \,.\, 0 \cdot 8 \,.\, 25 \cdot 4 = 477 \cdot 759 + 447 \cdot 040 = 924 \text{ cm}^3.$$

Stąd $$a = \frac{144786600}{2585 \,.\, 9248} = 60 \text{ cm.}$$

Przyjmijmy więc *najw* $a = 20$ *cm*.

15. Ciężar poprzecznicy.

Na metr bieżący mamy:

1. ściankę o ciężarze	$0 \cdot 01 \,.\, 0 \cdot 5 \,.\, 7800 = 39 \cdot 0$ *kg/m*
2. Dwie nakładki o ciężarze	$2 \,.\, 0 \cdot 22 \,.\, 0.008 \,.\, 7800 = 27 \cdot 456$ *kg/m*
3. 4 kątówek $\frac{70 \,.\, 70}{8}$ o ciężarze	$4 \,.\, 8 \cdot 30 = 33 \cdot 2$ *kg/m*
Stąd ciężar poprzecznicy na metr bieżący będzie	$g = 99 \cdot 656$ *kg/m*

Zaś ciężar całej poprzecznicy będzie

$$G = 99 \cdot 656 \,.\, 4 \cdot 4 = 439 \text{ kg}$$

$$G = 0 \cdot 439 \text{ t.}$$

V. Obliczenie belki głównej.

16. Wyznaczenie momentów.

1. Ciężar ruchomy. Na tab. 97. rys. 2., 3. i 7. wyznaczyliśmy najniekorzystniejsze położenie parowozu dla tych przekroi belki głównej, w których znajdują się poprzecznice. Kontrolę przeprowadziliśmy analitycznie zapomocą równań 41., 42. i 43.). Dla trzech środkowych poprzecznic sprawia największy moment koło średnie parowozu, dla dwu skrajnych (obok przyczółka) koło pierwsze parowozu, przyczem wchodzi też jedno koło jaszczyka. W ten sposób otrzymaliśmy:

dla	$x = 0,$	1·8,	3·6,	5·4,	7·2,	9,	10·8 *m*
	$M = 0,$	25,	39,	41,	39,	25	0

Analitycznie wypada:

Dla $x = 1 \cdot 8$ i najniekorzystniejszego położenia ciężarów

$$O_1 \,.\, 10 \cdot 8 = 6 \,.\, 9 + 6 \,.\, 7 \cdot 8 + 6 \,.\, 6 \cdot 6 + 4 \cdot 165 \,.\, 2 \cdot 4$$

$$O_1 = 14 \cdot 11 \text{ t}$$

$$M = O_1 \,.\, 1 \cdot 8 = 25 \cdot 398 \text{ tm.}$$

Dla $x = 3 \cdot 6$ *m* i najniekorzystniejszego położenia ciężarów

$$O_1 \,.\, 10 \cdot 8 = 6 \,.\, 8 \cdot 4 + 6 \,.\, 7 \cdot 2 + 6 \,.\, 6 + 4 \cdot 165 \,.\, 1 \cdot 8$$

$$O_1 = 12 \cdot 694 \text{ t}$$

$$M = O_1 \,.\, 3 \cdot 6 - 6 \,.\, 1 \cdot 2 = 38 \cdot 5 \text{ t.}$$

Dla $x = 5{\cdot}4\ m$ i najniekorzystniejszego położenia ciężarów

$$(O_1 - 4{\cdot}165) = 6{\cdot}6 \,.\, 6 + 5{\cdot}4 \,.\, 6 + 4{\cdot}2 \,.\, 6$$

$$O_1 = 13{\cdot}165$$

$$M = (O_1 - 4{\cdot}165)\, 5{\cdot}4 - 6 \,.\, 1{\cdot}2 = 41{\cdot}4\ tm$$

Ostatecznie otrzymujemy

$x = 0$	1·8	3·6	5·4	7·2	9	10·8 m
$M = 0$,	25·4,	38·5,	41·4,	38·5,	25·4,	0 tm.

2. Ciężar własny. Przyjmijmy podług wzoru 78 dla kolei drugorzędnej, podanego na stronie 63

$$g = 19\ l + 20\ kg/m,$$

$$g = 225\ kg/m,$$

to w środku belki otrzymamy

$$najw\ M = {}^1/_8\ g\ l^2 = 3280{\cdot}5\ kgm,$$

a więc $$najw\ M = 3{\cdot}289\ tm.$$

Dla innych zaś punktów, licząc podług wzoru

$$M = {}^1/_2\ g\ x\ (l - x),$$

otrzymamy:

dla $x = 0$	1·8	3·6	5·4 m
$M = 0$	2·025	2·916	3·281 tm

Wykreślnie zaś z rys. 4*a* wypadają wartości:

$M = 0$	2	3	3·3 tm.

3. Ciężar stały, działający na belkę główną w punktach przymocowania poprzecznic, składa się:

1. z ciężaru podłużnicy		$40{\cdot}54 \,.\, 1{\cdot}8 = 0{\cdot}073\ t$
2. „ „	podkładów, szyn itd.	$\frac{810}{2} = 0{\cdot}073$ „
3. „ „	połowy poprzecznicy	$\frac{0{\cdot}4385}{2} = 0{\cdot}219$ „
		Razem $G = 0{\cdot}697\ t$

A zatem cały ciężar, który poprzecznica przenosi na belkę główną, wynosi 0·697 *t*. Momenty dla tych ciężarów skupionych, obliczone analitycznie, a skontrolowane zapomocą linii wpływowych rys. 4*b*, są:

dla $x = 0$	1·8	3·6	5·4 m
$M = 0$	3·137	5·019	5·646 tm

4. Największe momenty rys. 4*c*). Przekrój belki w każdym punkcie obliczamy ze względu na moment, utworzony przez wszystkie te ciężary razem ustawione możliwie najniekorzystniej:

Po dodaniu otrzymamy:

$x = 0$	1·8	3·6	5·4 m
$M_1 = 0$	25·398	38·500	41·400 tm
$M_2 = 0$	2·025	2·916	3·281 „
$M_3 = 0$	3·137	5·019	5·646 „
$najw\ M = 0$	30·560	46·435	50·327 tm.

17. Wyznaczenie sił poprzecznych.

Siły poprzeczne dla ciężaru stałego, własnego i ruchomego, obliczone wykreślnie zapomocą wieloboku sił i wieloboku oddziaływań Winklera a skontrolowane analitycznie, przedstawią się kolejno:

	dla $x = 0$	1·8	3·6	5·4 m
dla ciężaru własnego	$Q_1 = 1{\cdot}215$	0·81	0·405	0 tm
dla ciężaru stałego	$Q_2 = 1{\cdot}7425$	1·0455	0·3485 tm	
dla ciężaru ruchomego	$Q_3 = 14{\cdot}15$	10·25	7·00 t	
	najw $Q = 17{\cdot}108$	12·106	7·754 t.	

18. Wysokość belki głównej.

Wysokość najkorzystniejsza belki blaszanej głównej dla mostu kolejowego jednotorowego według Haeselera*) wynosić powinna

$$h = 0{\cdot}112 \,.\, 10{\cdot}8 = 1{\cdot}2\ m.$$

Wobec tego, że projekt nasz jest dla kolei drugorzędnej, obrać możemy mniejszą wysokość ustroju, a mianowicie przyjmujemy

$$h = 1{\cdot}00\ m.$$

19. Obliczenie przekroju belki głównej.

Natężenie dopuszczalne przyjmujemy według rozporządzenia ministeryalnego, a więc $\tau = 700 + 2 \,.\, 10{\cdot}8 = 721{\cdot}6\ kg/cm$

okrągło $\tau = 720\ kg/cm^2$

Grubość ścianki według wzoru doświadczalnego**)

$$g = 0{\cdot}8 + 0{\cdot}015\ l\ cm$$

$$g = 0{\cdot}962\ cm = \text{okrągło } 10\ mm.$$

Szerokość kątówek według wzoru 4.:

$$b_1 = 6 + 0{\cdot}4\ l\ cm = 10{\cdot}32\ cm = 100\ mm \text{ (okrągło)}$$

zaś grubość tychże przyjmujemy 10 mm.

Szerokość nakładek według wzoru 4.:

$$b = 18 + 0{\cdot}8\ l\ cm = 26\ cm.$$

Musimy teraz obliczyć moment bezwładności przekroju ścianki i kątówek belki, dla której przyjęliśmy $h_1 = 100\ cm$, kątówki $\frac{100 \,.\, 100}{10}$, dziury na nity $d = 20\ mm$, grubość ścianki 10 mm. I tak zapomocą tab. I. str. 5. i tab. III. str. 8. otrzymamy:

moment bezwładności ścianki 10 mm grubej	83333
moment bezwładności 4 kątówek $\frac{100 \,.\, 100}{10}$	169545
Razem	252878
Od tego dziury na nity $4 \,.\, 2 \,.\, 2450$	19600
	$J_1 = 233278\ cm^4$

*) Strona 3., porów. także str. 80.

**) Strona 3. wzór 3.

Obliczmy teraz grubość i długość nakładek:

1. Dla *najw* $M = 50{\cdot}327\ tm = 5032700\ kgcm$

i $\tau = 720\ kg/cm^2$

jest $\frac{M}{\tau} = 6988{\cdot}98 = 6989\ cm^3.$

Ponieważ $h_1 = 100\ cm$, więc możemy przyjąć tymczasowo

$e = 51\ cm$

więc $J = 6989 \,.\, 51 = 356439\ cm^4$

a że $J_1 = 233278\ cm^4$

więc $J_2 = 123161\ cm^4$

Ponieważ szerokość użyteczna nakładek równa się

$b' = 26 - 2 \,.\, 2 = 22\ cm$

więc $\frac{J_2}{b'} = 5598{\cdot}5.$

W tablicy II. str. 7. znajdujemy dla $h_1 = 100\ cm$ liczbę 5622, której odpowiada grubość nakładki $d = 11\ mm$.

2. Dla momentu

$M = 46{\cdot}435\ tm = 4643500\ kgcm$

i $\tau = 720\ kg$ będzie

$\frac{M}{\tau} = 6449{\cdot}3\ cm^3.$

Stąd $J = 6449{\cdot}3 \,.\, 51 = 328914{\cdot}3$

a że $J_1 = 233278$

więc $J_2 = 95636{\cdot}3$

Stąd $\frac{J_2}{b'} = 4347{\cdot}1,$

czemu odpowiada grubość nakładki

$d = 9\ mm.$

3. Dla momentu

$M = 30{\cdot}560\ tm = 3056000\ kgcm$

i $\tau = 720\ kg/cm^2$

grubość nakładek nieda się już liczyć według tablic, użyjemy więc wzoru 5. str. 4.:

$$d = \frac{M}{b' h_1 \tau} - \frac{2 J_1}{b' h_1 (h_1 + 2 d)}$$

$$d = 1{\cdot}9293 - 2{\cdot}1338$$

$$d = -0{\cdot}2\ cm = -2\ mm.$$

3. Dla całokształtu obliczyliśmy d na podporach, choć jestto niepotrzebnem, $d = -2{\cdot}2\ cm = -22\ mm.$

Damy zatem nakładkę $11\ mm$ grubą, a długość jej teoretyczną wyznaczamy wykreślnie (rys. 8.). Wynosi ona $6{\cdot}60\ m$ t. zn. po $3{\cdot}30\ m$ po obu stronach środka belki. Aby ta nakładka tworzyła jednak z belką całość, to musimy ją przydłużyć o taką długość, by na niej zmieściła się, po-

trzebna do przeniesienia sił wewnętrznych na nakładkę, ilość nitów, którą obliczymy podług równań 18. i 19. Szerokość użyteczna nakładki $b = 22\ cm$, grubość nakładki $1{\cdot}1\ cm$. Stąd przekrój użyteczny nakładki

$$A = 22 \,.\, 1{\cdot}1 = 24\,2\ cm^2.$$

Ponieważ przyjęliśmy poprzednio $\tau = 720\ kg/cm^2$,

więc $$A\,\tau = 17424\ kg.$$

Ponieważ, jak poprzednio, średnica nitu równa się $20\ mm$, więc według tabliczki na str. 17. potrzeba do przymocowania nakładki 10 nitów. Musimy zatem nakładkę tak przydłużyć, by zmieściło się 5 rzędów nitów po dwa. Ponieważ odstęp nitów przyjęliśmy $3{\cdot}5\,d = 7\ cm$, a od krawędzi $2\,d = 4\ cm$, wobec tego przedłużenie to wynosi z każdej strony nakładki $39\ cm$. Długość nakładki wyniesie zatem $7{\cdot}38\ m$.

20. Obliczenie zetknięć ścianki.

Ściankę składamy z trzech części tak, że otrzymamy zetknięcia w odległości $x = 3{\cdot}6$ i $7{\cdot}2\ m$ od lewej podpory. Zetknięcia te kryjemy obustronnie przykładkami o grubości $8\ mm$, przytwierdzonemi czterema rzędami nitów o grubości $20\ mm$ po dwa rzędy po obu stronach zetknięcia. Odstęp pionowy możemy obliczyć z równania 9. str. 13.

$$a = 2{\cdot}83\,\frac{d^2\,h\,\tau}{Q} = 2{\cdot}83\,\frac{2{\cdot}0^2 \,.\, 100 \,.\, 600}{12106} = 56\ cm.$$

Wobec tego, że a wypada tu bardzo wielkie, odstęp ten liczyć musimy podług równania 12. i 13. str. 13., przyczem

$$M' = \frac{M\,J'}{J}$$

$$M = 46{\cdot}435\ tm = 4643500\ kgcm$$

$$J = 356439\ cm^4$$

$$J' = 83333\ cm^4$$

$$M' = \frac{4643500 \,.\, 83333}{356439} = 1085618\ kgcm$$

Dalej odstęp skrajnych nitów przykładki wynosi, jeżeli odstęp nitów od krawędzi przykładki przyjmiemy $1{\cdot}5\,d = 3\ cm$,

$$f = 100 - 2 \,.\, 10 - 2 \,.\, 3 = 74\ cm.$$

Stąd z równania 12.:

$$a = \frac{d^2\,\pi\,\tau_1\,f^2}{6\,M - 2\,d^2\,\pi\,\tau_1\,f} = \frac{4 \times 3{\cdot}14 \times 600 \,.\, 74^2}{6513708 - 2 \,.\, 2^2 \,.\, 3{\cdot}14 \,.\, 600 \,.\, 74} = \frac{41267136}{5957044} = 6{\cdot}9,$$

zaś z równania 13. otrzymamy

$$a' = \frac{d\,g\,\tau_2\,f^2}{3\,M' - 2\,d\,g\,\tau_2\,f} = \frac{2 \times 1 \times 1400 \,.\, 5476}{3256854 - 2 \,.\, 2 \,.\, 1 \,.\, 1400 \,.\, 74} = \frac{15332800}{3256854 - 414400} =$$

$$= \frac{15332800}{2842453} = 5{\cdot}3\ cm.$$

Wobec tego, że odstęp nitów wypada za mały, przyjmujemy potrójny rząd nitów. Odstęp nitów obliczamy po odpowiedniem przekształceniu wzoru 12. i 13.:

$$a = \frac{f^2\left[\frac{3\,d^2\pi}{4}\tau_1\right]}{2\left[M' - f\frac{3\,d^2\pi}{4}\tau_1\right]}$$

$$a' = \frac{f^2\,d\,g\,\tau_w}{2\,[M' - f\,d\,g\,\tau_w]}$$

$$a = \frac{5476 \cdot 3 \cdot 600 \cdot 3{\cdot}14}{2\,[1085618 - 74 \cdot 3 \cdot 600 \cdot 3{\cdot}14]} = \frac{30950352}{2\,[1085618 - 418248]} =$$

$$= \frac{30950352}{1334740} = 23 \text{ cm.}$$

$$a' = \frac{5476 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1400}{2\,[1085618 - 74 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1400]} = \frac{7666400}{778418} = 9{\cdot}8\ cm.$$

Okrągło przyjmujemy odstęp nitów **10 cm.**

21. Obliczenie odstępu nitów poziomych i pionowych.

Ponieważ tu średnica nitu d jest dwa razy większa od grubości kątówek i ścianki, więc liczymy odstępy nitów ze względu na ciśnienie na ściankę dziury według wzoru 16.:

$$a = \frac{d\,g\,\tau_2\,J}{Q \cdot S},$$

gdzie $g = 1\ cm$, $\tau_2 = 1400\ kg/cm$, $d = 2\ cm$.

Stąd $$a = \frac{2800 \cdot J}{Q \cdot S}$$

Dla największej siły poprzecznej na podporze $Q = 17108\ kg$, momentu bezwładności $J = J_1 = 233278\ cm^4$ (niema bowiem żadnej nakładki) i momentu statycznego powierzchni przekroju nad osią nitu, ze względu na oś obojętną: $S = 21{\cdot}0 \cdot 1{\cdot}0 \cdot 49{\cdot}5 + 3{\cdot}0 \cdot 4{\cdot}5 \cdot 46{\cdot}8 = 1671{\cdot}3\ cm^3$.

Więc $$a = \frac{2800 \cdot 233278}{17108 \cdot 1671{\cdot}3} = \frac{653178400}{28592600{\cdot}4},$$

$$a = 22{\cdot}6\ cm.$$

Aby kątówka i ścianka stanowiły jedną całość, jako odstęp nitów przyjmujemy (według równania 17.):

$$najw\ a = 7\,d = 7 \cdot 2 = 14\ cm$$

i odstęp ten nitów stosujemy na całej belce.

VI. Łożyska.

22. Obliczenie łożysk.

Dla łożysk przesuwowych otrzymujemy szerokość płyty łożyskowej podług Winklera $b = 1{\cdot}5\,b_1$,

gdzie b_1 = szerokość pasu, u nas $b = 21\ cm$.

Stąd okrągło $b = 31\ cm$.

Długość łożyska przyjmuję według wzoru doświadczalnego Winklera

$$l_1 = 32 + 0{\cdot}7\,l$$

gdzie l oznacza rozpiętość w metrach,

$$l_1 = 32 + 0{\cdot}7 \,.\, 10{\cdot}8 = 39{\cdot}6 \; cm;$$

przyjmijmy okrągło $l_1 = 50 \; cm$

W celu przekonania się, czy ciśnienie na mur nie jest za wielkie, musimy τ obliczyć podług wzoru 43. Statyki budowli

$$\tau = \frac{najw\ P}{A};$$

u nas $najw\ P =$ oddziaływaniu, $A = l_1\, b$.

Stąd $$\tau = \frac{O}{l_2\, b} = \frac{17108}{50 \,.\, 31} = 11{\cdot}03 \; kg/cm^2,$$

a zatem ciśnienie na cios podporowy jest całkiem odpowiednie.

VII. Obliczenie ilości materyału.

A) Żelazo

L. p.	Przedmiot	Obliczenie ilości materyału	Ilość	*kg* ciężar jednostkowy	Ciężar całkowity w *kg*
1	Ścianka 10 *mm* gruba	2 . 0·01 . 1 . 11 . 2	22·4	7800 *kg/m*³	1747·2
2	8 Kątówek $\frac{100 \,.\, 100}{10}$ długich 11·2	8 . 11 . 2	89·6	14·94 *kg/m*	1338·6
3	4 nakładki długie 7·38 11 *mm* grube 26 *mm* szerokie	4 . 0·011 . 0·26 . 7·38	0·01144	7800 *kg/m*³	655·2
4	8 przykładek 8 *mm* grubych szerokość 36 *cm* wysokość 0·8 *m*	8 . 0·008 . 0·8 . 0·36	0·018432	7800	143·52
5	28 kątówek $\frac{70 \,.\, 70}{80}$ długich na 1 *m*	28 . 1	28	10·20 *kg/m*	285·6
6	Ciężar główek nitów o średnicy 20 *mm* w pasach umieszczonych w odstępach 14 *cm*	1920	1920	1000 po 35·2 *kg*	67·6

A) Żelazo

L. p.	Przedmiot	Obliczenie ilości materyału	Ilość	*kg* ciężar jednostkowy	Ciężar całkowity w *kg*
7	Ciężar główek nitów dla przytwierdzenia przykładek o średnicy 20 *mm*	144.2.2.2	352	1000 po 35·2 *kg*	12·39
8	Ciężar główek nitów dla przytwierdzenia kątówek, łączących poprzecznicę z belką główną średnicy 20 *mm*	16.2.14	448	1000 po 35·2 *kg*	15·779
				Suma	4265·889
	Poprzecznice				
9	Ścianka 10 *mm* gruba	0·01.3·575.0·5	0·01787	7800 *kg/m*³	967·68
10	Trapezowe blachy węzłowe 10 *mm* grube	0·01.0·4·0·75.2	0·006.7	7800 *kg/m*³	327·6
11	Kątówki na pasy 70.70.8	4·4.4	7.17·6	8·3 *kg/m*	1022·56
12	Nakładki dla poprzecznicy 8 *mm* grube	2·8.0·008.0·22.2	0·00985.7	7800 *kg/m*³	539·16
13	Główki nitów o średnicy 20 *mm*	24.4+15.8+16.4	220	1000 po 35·2 *kg*	9·504
				Suma	2866·404
	Podłużnice				
14	Ijówki Nr. 24.	2 × 1·8	31·6.6	40·54 *kg/m*	874·944
15	Kątówki do przytwierdzenia podłużnic 70.70.10	8.0·24	1·92 × 6	4·95 *kg/m*	57·024
16	Główki nitów o średnicy 20 *mm*	12·2	24.6	1000 po 33·2 *kg*	5·0688
				Suma	937·036

L. p.	Przedmiot	Obliczenie ilości materyału	Ilość	*kg* ciężar jednostkowy	Ciężar całkowity w *kg*
	A) Żelazo				
	Tężniki poziome				
17	Kątówki 70.70.10	2.2.6	5·2.6	8·3 *kg/m*	258·96
18	Blachy węzłowe 10 *mm* grube do połączenia tężników z poprzecznicą	2.0·22.0·32.0·01 +0·4.0·01.0·15	0·02.6	7800 *kg/m*³	93·6
19	Nity 18 *mm*	8.2	16.6	1000 po 25·7	2·466
				Suma	355·026
	Szyny				
20	Szyna	11.2	11·2.2	35 *kg/m*	784
21	Gwoździe do przytwierdzania szyn	12.6	72	0·32	23·04
22	Śruby hakowe do przytwierdzenia podkładów podłużnych. Śruby 20 *mm*	12.2	24	0·80	19·2
				Suma	826·24
	B) Drzewo				
23	Podkłady poprzeczne długie na 2·4 *m* o wymiarach 20/25	2·5 × 0·2 × 0·25	0·125.6	1000	750
24	Podkłady poprzeczne 4·4 *m* długie o wymiarach $^{20}/_{25}$	4·4.0·2.0·25	0·22.6	1000	1320
25	Dylina 11·3 *m* długa o wymiarach $^{5}/_{25}$ i $^{3}/_{25}$	11·3.0·05.0·25 +11·3 × 0·03 × 0·25	0·141.8 +0·08475.5	1000	1552
				Suma	3622
				Ciężar całego mostu	12871·595 *kg*

L. p.	Przedmiot	Według wzoru ciężar w *kg*	Z obliczenia dokładnego ciężar w *kg*
1	Belki główne	5040·2	4265·889
2	Poprzecznice	3566·64	2865·404
3	Podłużnice	1240·8	937·036
4	Tężniki poziome	—	355·026
5	Szyny i drobne żelazo	2460	826·24
6	Drzewo		3622·0
	Sumy	12307·44	12871·595

Wobec tego, że różnica w obliczeniu ciężarów wynosi tylko 564·155 *kg*, obliczenia nie potrzeba przeprowadzić poraz drugi.

§. 77. Obliczenie mostu drogowego.

(Tabl. 100., 101., 102. i 103.).

Dane*): Most dla drogi I. klasy nad rzeką (tabl. 101.). Rozpiętość przęsła między punktami podparcia (teoretyczna) 14·7 *m*, rozpiętość w świetle 13·56 *m*. Niweleta wznosi się 1·33%. Szerokość drogi jezdnej 4·6 *m* o pomoście żwirowanym na żelazie. Chodniki po obu stronach, każdy po 1·20 *m* szerokości, kryte dyliną 6 *cm* grubą.

Układ w przekroju poprzecznym (który po ustaleniu rozpiętości przęsła najpierw musimy przyjąć, uwzględniając rozporządzalną wysokość ustroju) zgadza się w naszym wypadku z układem I α (§. 63., str. 123.), a mianowicie żłobkówki leżą na podłużnicach, ułożonych w odstępach 0·92 *m*; zatem mamy $\frac{4·60}{0·92} = 5$ odstępów czyli 6 podłużnic. Podłużnice podparte są poprzecznicami w odstępach 3·675 *m*, zatem mamy $\frac{14·700}{3·675} = 4$ przedziały czyli 5 poprzecznic. Rozpiętość poprzecznic zwiększamy ponad szerokość drogi jezdnej dla połączenia poprzecznicy z belką główną i skrajną

*) Obliczenie robione na podstawie wykonanego mostu na Ostrawicy koło Frydka, a mianowicie dla 1-go przęsła rzecznego od strony Mistku (tabl. 101.). Całkowita długość mostu wynosi 88·76 *m*, którą rozdzielono na 5 otworów nad rzeką po mniej więcej 13·50 *m* i jeden (przejazd nad koleją) o rozpiętości 12·90 *m*.

podłużnicą o 0·275 *m* obustronnie, zatem całkowita rozpiętość poprzecznicy wynosi $4{\cdot}60 + 0{\cdot}275 \times 2 = 5{\cdot}15\ m$, co wyznacza zarazem rozstaw belek głównych.

Dylina chodników leży na podkładach poprzecznych drewnianych, które opierają się z jednej strony na skrajnej podłużnicy drogi jezdnej, a z drugiej strony na osobnej podłużnicy chodnikowej.

Do podparcia podłużnicy chodnikowej służą wsporniki zastrzałowe, rozmieszczone w odstępach poprzecznic 3·675 *m*, których długość licząc od osi belki głównej wynosi $1{\cdot}2 - 0{\cdot}275 = 0{\cdot}925\ m$.

Porządek obliczenia zachowaliśmy następujący:

I. pomost drogi jezdnej; II. chodniki; III. tężniki; IV. belki główne; V. łożyska; VI. zestawienie ciężarów dla jednego przęsła mostu.

Obliczenie filarów i przyczółków jako tutaj nie należące pominęliśmy.

I. Pomost.

1. Ż w i r ó w k a, której grubość w osi mostu przyjęliśmy według §. 47. str. 85. 15 *cm* otrzymuje spad poprzeczny 2%, a wtedy wypada przy chodnikach grubość $\left(15 - \frac{23 \times 2}{10}\right) = 10{\cdot}4$ *cm* czyli okrągło 10 *cm*. Dla łatwiejszego odwodnienia mostu służą rury żelazne wpuszczone w żwirówkę, a przytwierdzone do zoresówki (rys. 2*a* i 2*b* t. 102.).

Ciężar żwiru liczymy przy średniej grubości

$$\frac{15 + 10}{2} + \frac{8{\cdot}7}{2} = 16{\cdot}9\ cm,$$

wynosi wedle równ. 143.

$$20 \,.\, 16{\cdot}9 = 0{\cdot}338\ t/m^2,$$

a na jedno przęsło mostu

$$15{\cdot}30 \times 4{\cdot}60 \times 0{\cdot}338 = 23{\cdot}79\ t.$$

2. Z o r e s ó w k i, na których leży żwir o wymiarach $\frac{87}{240}$ (rys. 1*a* t. 102.) są układane w odstępach 2 0 *cm* czyli ze względu na jednostajny rozkład kształtówek między dwiema poprzecznicami co 22·5 *mm* dla odwodnienia żwirówki. Ze względu na kształtówkę będzie najniekorzystniejsze obciążenie, jeżeli koło wozu stanie nad kształtówką w środku między podłużnicą skrajną a sąsiednią, gdzie grubość żwiru najmniejsza (rys. 1*a* i 1*b* tabl. 102.).

Ponieważ ciężar koła wozu dla drogi I. kl. wynosi 3000 *kg* i według §. 51. (rozporządzenie ministeryalne) rozkłada się na szerokość

$$s = (10 + 2\,h)\ cm = 41{\cdot}2\ cm,$$

przyczem h liczone od połowy wysokości zoresówki

$$h = \frac{8{\cdot}7 - 1{\cdot}0}{2} + 11{\cdot}8 = 15{\cdot}6\ cm.$$

Zatem ciężar skupiony, działający w środku rozpiętości zoresówki, wynosi

$$3000\,\frac{262{\cdot}5}{41{\cdot}2} = 1911\ kg.$$

Żwir*) daje na jedną zoresówkę ciężar:

$$0{\cdot}115\,(0{\cdot}24 + 0{\cdot}02) \times 0{\cdot}92 \times 2000 = 62{\cdot}6 \text{ kg}.$$

Ciężar własny zoresówki:

$$19{\cdot}81 \times 0{\cdot}92 = 18{\cdot}225 \text{ kg},$$

zatem moment zgięcia:

$$M = \tfrac{1}{4}\,1911 \,.\, 0{\cdot}92 + \tfrac{1}{8}\,(62{\cdot}6 + 18{\cdot}23) \,.\, 0\,92 = 450{\cdot}00\ kgm = 45000\ kgcm.$$

Zatem potrzebny mement oporu

$$W = \frac{45000}{752} = 59{\cdot}84\ cm^3,$$

przyczem dopuszczalne natężenie

$$\tau = 750 + 2 \times 0{\cdot}92 = 752 \text{ kg/cm}^2,$$

Odpowiada temu przyjęta zoresówka, której $W = 61\,8\ cm^3$.

Zoresówki są przytwierdzone do podłużnic śrubami hakowymi (rys. 2*a* tabl. 102.) naprzemian raz z jednej, raz z drugiej strony, przyczem ostatnia kształtówka opiera się jednem żebrem na podłużnicy, a drugiem na przyczółku i zakrywa w ten sposób szczelinę, jaka powstaje między mostem a przyczółkiem (murem żwirowym). Ażeby żwir bokami się nie rozsuwał, są skrajne podłużnice wydłużone i wchodzą na mur żwirowy przyczółka (rys. 2*a* tabl. 102.).

Ciężar zoresówek na pas między dwiema poprzecznicami i dwiema podłużnicami wyznaczymy, zważywszy, że między dwiema poprzecznicami mamy $3{\cdot}675 : 0{\cdot}2625 = 14$ zoresówek.

Więc ciężar wynosi

$$14 \times 19{\cdot}81 \times 0{\cdot}92 = 255{\cdot}2\ kg,$$

do tego ciężar śrub

$$\frac{3{\cdot}675}{0{\cdot}2625} \times 0{\cdot}4 = 5{\cdot}6\ kg,$$

razem 260·8 *kg*, czyli na 1 m^2 77·12 *kg*, czyli na jedno przęsło mostu

$$77{\cdot}12 \times 15{\cdot}30 \times 4{\cdot}6 = 5429 \text{ kg} = 5{\cdot}43 \text{ t}.$$

3. Podłużnice musimy odróżnić a) pośrednie, które są urządzone z kształtówek *J* (rys. 3*g* tabl. 102.) i b) skrajne (rys. 3*h* tabl. 102.) o przekroju złożonym.

a) Podłużnice pośrednie opierają się na poprzecznicach, ułożonych w odstępie 3·675 *m*, a ponieważ jedna kształtówka nie wystarcza na całkowitą długość przęsła 15·30 *m*, zatem złożono w kierunku podłużnym dwie kształtówki, które się stykają nad środkową poprzecznicą (rys. 2*a*, 6*a* tabl. 102.).

Każda podłużnica leży więc na 3-ch podporach. Ponieważ jednak kształtówki liczymy według największego momentu zgięcia, a dla belki

---

*) Ciężar gatunkowy żwiru przyjęliśmy według. rów. 143., a więc 2·0 t/m^3; do obliczenia zaś wykonanego mostu przyjęto ten ciężar nieco większy, stąd wypadną w dalszym ciągu pewne różnice między wymiarami obliczonymi a w wykonaniu użytymi, które i tak ze względów praktycznych przyjmujemy zazwyczaj większe.

dwuprzęsłowej i dla obciążenia jednostajnie rozłożonego $najw + M = najw - M = \frac{1}{8} g l^2$, zatem dla uproszczenia rachunku będziemy liczyć podłużnicę, jako belkę podpartą w dwu punktach n. p. *B*) i *C*) (rys. 3*a* tabl. 102.). Dla takiego przyjęcia najniekorzystniej działa P' ciężar ruchomy, jeżeli jedno koło stoi nad podłużnicą w środku jej rozpiętości, drugie koło tej samej osi i ciężar drugiej osi już na podłużnicę *B C* nie wpływają (rys. 3*b* i 3*c* tabl. 102.). Zatem moment zgięcia, jaki wywołuje ciężar koła,

$$M p' = \tfrac{1}{4}\ 3000 \times 3{\cdot}675 = 2{\cdot}752\ tm \quad . \quad . \quad . \quad \mathbf{275200\ kgcm}$$

Równocześnie może się jednak obok wozu poruszać p'' tłum ludzi, którego ciężar przenoszący się na podłużnicę *C* znajdujemy (z rys. 3*c* tabl. 102.)

$$0{\cdot}46 \times \frac{0{\cdot}47 \times x}{2} = 0{\cdot}055\ t/m,$$

przyczem

$$x = \frac{0{\cdot}47}{0{\cdot}92} = 0{\cdot}51\ t,$$

zatem

$$M p'' = \tfrac{1}{8}\ 0{\cdot}055 \times 3\ 675^2 = 0\ 0188\ tm \quad . \quad . \quad \mathbf{1880\ kgcm}$$

2′) Dla obciążenia stale działającego t. j. ciężaru żwiru i kształtówek według 1. i 2.:

$$M q' = \frac{3\ 675}{8}\left[0{\cdot}338 \times 0\ 92 \times 3{\cdot}675 + 0{\cdot}2608\right] = 0{\cdot}645\ tm = \mathbf{64500\ kgcm}$$

2″) Dla ciężaru własnego, który przyjmujemy według rów. 84.:

$$g = 12 + 5{\cdot}4\,a(1 + c) = 12 + 5{\cdot}4 \times 3{\cdot}675(1 + 0{\cdot}92) = 50\ 102\ kg/m$$

$$M_q'' = \tfrac{1}{8}\ 0\ 0501 \times 3{\cdot}675^2 = 0{\cdot}08444\ tm \quad . \quad . \quad . \quad . \quad \mathbf{8444\ kgcm}$$

zatem najw M = 3·50024 *tm* . . . . . **350025 kgcm**

Według tego ma być moment oporu

$$\left(\frac{J}{e}\right) = \frac{M}{\tau} = 462{\cdot}4\ cm^3,$$

przyczem według §. 24., ponieważ pomost jest żwirowany

$$\tau = 750 + 2 \times 3{\cdot}675 = 757\ kg/cm^2.$$

Przyjęta kształtówka *I l* 26 (rys. 3*g* tabl. 102.) ma

$$\frac{J}{e} = 493{\cdot}3\ cm^3.$$

Przytwierdzenie podłużnicy do poprzecznic wykonano zapomocą blach trójkątnych, które z podłużnicą łączą 2 kątówki $\frac{60 \times 60}{8}$, a z poprzecznicą 2 kątówki $\frac{60 \times 80}{8}$ (rys. 1 tabl. 100.).

Ciężar podłużnicy na 1 *m b* wynosi 46·89 *kg*; na długość między dwiema poprzecznicami $46{\cdot}89 \times 3{\cdot}675 = 172{\cdot}4\ kg$, do tego

przytwierdzenie

blacha trójkątna 10 *mm*	=	8·0 *kg*
kątówki pionowe $2 \times \frac{60 \times 60}{8}$	=	2·8 *kg*
kątówki poziomo $2 \times \frac{60 \times 80}{8}$	=	3·6 *kg*
		181·8 *kg*,

a na jedno przęsło mostu

$$182 \times 4 \times 4 = 2912 \text{ kg} = 2{\cdot}912\ t.$$

b) Podłużnice skrajne podobnie, jak pośrednie, stykają się nad średnią poprzecznicą (rys. 3*a* tabl. 102.) i liczymy je także jako belki w dwóch punktach podparte.

Ponieważ na skrajną podłużnicę oprócz ciężarów z drogi jezdnej przenosi się także ciężar chodnika, musimy najpierw obliczyć ciężar własny chodnika, powiedzmy odrazu na przestrzeni między dwiema poprzecznicami t. zn. c. dyliny 6 *cm* grubej wedle 154.:

$$0{\cdot}06 \times 3{\cdot}675 \times 1{\cdot}2 \times 1{\cdot}0 = 0{\cdot}2647.$$

Dylina leży na belkach poprzecznych, które opierają się z jednej strony o kątówkę dolną podłużnicy, a z drugiej strony o osobną podstawę chodnikową i są ułożone w odstępach 0·918 *m*.

A zatem ciężar czterech belek $\frac{12}{14}$ jest

$$0{\cdot}12 \times 0{\cdot}14 \times 1{\cdot}2 \times 0{\cdot}8 = 0{\cdot}016\ t.$$

Nadto dla stężenia w środku między dwiema poprzecznicami umieszczona kształtówka *Ul.* 8 (rys. 4. tabl. 100.), której ciężar:

$$9{\cdot}41 \times 1{\cdot}2 = 11{\cdot}292 \qquad \frac{0{\cdot}0113\ t}{0{\cdot}2920\ t}$$

Jakkolwiek ciężary te przenoszą się na podłużnicę tylko w punktach podparcia belek i stężenia, możemy dla uproszczenia rachunku przyjąć ten ciężar jako jednostajnie rozłożony, a zatem wypada na podłużnicę skrajną i podłużnicę chodnikową między dwiema poprzecznicami po

$$\frac{0{\cdot}2920}{2} = 0{\cdot}1460\ t.$$

Teraz możemy przystąpić do obliczenia podłużnicy skrajnej, najpierw pod wpływem ciężaru ruchomego p' wozu, którego koło 10 *cm* szerokie może dopiero zewnętrzną krawędzią stanąć (rys. 3*f* tabl. 102.), nad osią podłużnicy i p'' tłumu ludzi, a następnie dla ciężaru q' stałego i q'' własnego.

p') Dla ciężaru koła wozu, który z uwzględnieniem odchyłki od podłużnicy o 50 *mm* wynosi

$$3000 \frac{870}{920} = 2837\ kg$$

i dla ustawienia jak rys. 3*d* i 3*f* tabl. 102.

$$M\,p' = \tfrac{1}{4}\, 2{\cdot}837 \times 3{\cdot}675 = 2{\cdot}607\ tm \quad . \quad . \quad . \quad \mathbf{260700\ kgcm}$$

p'') Dla obciążenia tłumem ludzi, mieszczącem się obok wozu (rys. 3*d* i 3*f* tabl. 102.), którego ciężar wynosi

$$0{\cdot}46 \times \frac{0{\cdot}8 \times x}{2} = 0{\cdot}1214\ t\,m\,b,$$

przyczem

$$x = 0{\cdot}66\ t,$$

$$M\,p'' = \tfrac{1}{4}\, 0{\cdot}1214 \times 3{\cdot}675^2 = 0{\cdot}205\ t\,m \quad . \quad . \quad \mathbf{20500\ kgcm}$$

2′) Dla obciążenia stale działającego t. j. ciężarów, żwiru, kształtówek i połowy chodnika, znanych z poprzedniego obliczenia

$$M_{q'} = \frac{3{\cdot}675}{8}\left[0{\cdot}338 \times \frac{0{\cdot}92}{2} \times 3{\cdot}675 + \frac{0{\cdot}2608}{2} + 0{\cdot}146\right] = \quad 35600 \text{ kgcm}$$

2″) Dla ciężaru własnego, który przyjmujemy jak dla podłużnicy pośredniej 0·05 *t/m*

$$M\,q'' = \tfrac{1}{8} \times 0{\cdot}05 \times 3{\cdot}675^2 = 0{\cdot}08444\ tm \quad . \quad . \quad 8444 \text{ kgcm}$$

a zatem $najw\ M = 325244\ kgcm$

Według tego ma być moment oporu

$$\left(\frac{J}{e}\right) = \frac{M}{\tau} = \frac{325244}{757} = 429{\cdot}5\ cm^3.$$

Przyjęty przekrój rys. 3*h* tabl. 102. ma

$$\frac{J}{e} = 551\ cm^3,$$

jakto się można przekonać z szczegółowego obliczenia.

Ciężar podłużnicy skrajnej na 1 *m b* wynosi:

blacha stojąca $\frac{370}{12}$	: 34·63 kg	58·77 *kg**);
górna kątówka $\frac{70 \times 70}{10}$	: 10·20 kg	
dolna kątówka $\frac{80 \times 80}{12}$	: 13·94 kg	

na długość między dwiema poprzecznicami $58{\cdot}77 \times 3{\cdot}675 = 216{\cdot}00\ kg$

do tego przytwierdzenie	blacha trójkątna 10 *mm* (r. 1. t. 102.)	5·15 *kg*
	kątówki poziome $2 \times \frac{75 \times 185}{8}$	8·53 *kg*
	kątówki pionowe $2 \times \frac{70 \times 70}{8}$	4·49 *kg*
		229·17 *kg*

a na jedno przęsło mostu

$$229{\cdot}17 \times 2 \times 4 = 1834\ kg = 1{\cdot}834 \text{ t.}$$

4. Poprzecznice. Tu znowu należałoby dla wyznaczenia wymiarów odróżnić poprzecznice pośrednią i skrajną (nad przyczółkiem i filarami). Ponieważ w wykonaniu zatrzymano wymiary jednakie, więc i obli-

---

*) Ciężar własny podłużnicy wypada wprawdzie o 8·77 *kg* na *m b* większy od przyjętego i

$$M\,q'' = \tfrac{1}{8}\,0{\cdot}05877 \times 3{\cdot}675^2 = 0{\cdot}09924\ tm,$$

a $najw\ M = 326723\ kgcm,$

zawsze jednak moment oporu

$$\frac{J}{e} = \frac{326724}{757} = 431{\cdot}5\ cm^3$$

jest mniejszy od 551 cm^3, jaki ma przekrój przyjęty.

czenie przeprowadzimy tylko dla pośrednich*) znowu pod wpływem obciążenia ruchomego p') wozów, p'') tłumu ludzi, q') obciążenia stałego i q'') ciężaru własnego.

p') Ciężar wozów działać będzie na poprzecznicę najniekorzystniej ze względu na zginanie, jeżeli koła staną nad samą poprzecznicą, a zarazem najbliżej jej środka rozpiętości (rys. 4*a* tabl. 102.).

Wtedy w punkcie C

$$najw\ M_{p'} = \frac{2{\cdot}115 \times 3{\cdot}0}{5{\cdot}150}(4{\cdot}635 + 3{\cdot}035 + 2{\cdot}035 + 0{\cdot}435) +$$
$$- 3{\cdot}0 \times 1{\cdot}6 = 7{\cdot}69\ tm = 769000\ kgcm.$$

p'') Obciążenie tłumem ludzi, które przyjmujemy obok wozów i za wozami (rys. 4*a* i 4*b* tabl. 102.) przenosi się pośrednio przez podłużnicę na poprzecznicę, a mianowicie

w punktach b i c, b' i c': $0{\cdot}46 \times 0{\cdot}92 \times \frac{1{\cdot}675 \times X}{2} = 0{\cdot}1616\ t$,

przyczem $X = 0{\cdot}456$ (z rys. 4*b* tabl. 102.),

w punkcie a: $\left(\frac{b}{2} = \frac{0{\cdot}1616}{2}\right) + 3{\cdot}675 \times 0{\cdot}46 \times \frac{0{\cdot}99 \times X}{2} = 0{\cdot}7712\ t$,

przyczem $X = \frac{0{\cdot}99}{1{\cdot}20} = 0\,8249$ (z rys. 4*a* tabl. 102.),

w punkcie a': $\left(\frac{b'}{2} = \frac{0{\cdot}1616}{2}\right) + 0{\cdot}46 \times 3{\cdot}675 \times \frac{0{\cdot}91 \times X_1}{2} = 0{\cdot}6641\ t$,

przyczem $X_1 = \frac{0{\cdot}91}{1{\cdot}20} = 0{\cdot}7587$ (rys. 4*a* tabl. 101.).

Zatem w punkcie C

$$najw\ M_{p''} = \left[0{\cdot}1616 \times 2 + \frac{0{\cdot}7712 \times 4{\cdot}875 + 0{\cdot}6641 \times 0{\cdot}275}{5{\cdot}15}\right] \times 2{\cdot}115 +$$
$$- 0{\cdot}7712 \times 1{\cdot}84 = 0{\cdot}884\ tm = 88400\ kgcm.$$

q') Obciążenie stałe t. j. żwir, kształtówki, c. chodnika, podłużnicy, który znamy z poprzednich obliczeń, przenosi się również na poprzecznicę w punktach podparcia podłużnic, a mianowicie:

w punktach b i c, b' i c': $0{\cdot}338 \times 0{\cdot}92 \times 3\,675 = 1{\cdot}1430\ t$, żwir

z 2.	$0{\cdot}2608\ t$,	kształtówki
z 3*a*	$0{\cdot}1818\ t$,	podłużnica
	$1{\cdot}5856\ t$.	

w punktach a i a':

$$\left(\frac{b}{2} = \frac{1{\cdot}5856}{2}\right) + 0{\cdot}1460\ (\text{c. chodnika}) = 0{\cdot}9388\ t.$$

W punkcie C

$$M_{q'} = (0{\cdot}9388 + 2\,.\,1{\cdot}5856)\,.\,2{\cdot}115 - 0{\cdot}9388\,.\,1{\cdot}84 = 6{\cdot}96526\ t\,m = 696526\ kgcm.$$

*) Dla poprzecznicy skrajnej, na którą przenoszą się ciężary prawie o połowę mniejsze, jak na poprzecznice pośrednie, możnaby przyjąć stosownie do obliczenia mniejsze wymiary.

q'') Ciężar własny przyjęliśmy według tabliczki na str. 70.:

$$G = [16{\cdot}40 + (3{\cdot}45 - 1{\cdot}55\,c)\,a]\,b^2 =$$
$$= [16{\cdot}40 + (3{\cdot}45 - 1{\cdot}55 \times 0{\cdot}92) \times 3{\cdot}675) \times 5{\cdot}15^2 = 632{\cdot}2\ kg,$$

zatem we środku belki

$$M_{q''} = \tfrac{1}{8}\, 0{\cdot}6322 \times 5{\cdot}15 = 407{\cdot}00\ kgm = 40700\ \text{kgcm}.$$

Momenty wyznaczyliśmy także wykreślnie na rys. 4*c* i 4*d* tabl. 102.

Zatem $najw\ M = 1574626$ kgcm.

Poprzecznica jest tutaj belką blaszaną (rys. 4*f* tabl. 102.), której wysokość najkorzystniejsza wynosiłaby według str. 69.:

$$h = 0{\cdot}084 \,.\, 5{\cdot}15 = 0{\cdot}43\ m.$$

Tu przyjęto wysokość znacznie większą 70 *cm*.

Szerokość żeber kątówek 8·0 *cm* zgadza się z rów. 4.:

$$6 + 0{\cdot}4 \times 5{\cdot}15 = 8{\cdot}0\ cm.$$

Gdy przyjmiemy grubość ścianki 10 *mm*, zostałaby do obliczenia tylko grubość żeber kątówek tak, ażeby $\frac{J}{e} = \frac{M}{\sigma}$.

W wykonaniu przyjęto tę grubość 9 *mm*, a dla takiego przekroju poprzecznicy otrzymaliśmy z uwzględnieniem dziur na nity moment oporu

$$\frac{J}{e} = 2127\ cm^3,$$

a zatem natężenie istniejące

$$\sigma = \frac{1574626}{2127} = 740{\cdot}8\ kg/cm^2;$$

natężenie dopuszczalne zaś wynosi 760 kg/cm^2*).

Przytwierdzenie poprzecznicy do belki głównej wykonano zapomocą blachy trapezowej (rys. 1. tabl. 100. i rys. 10. tabl. 102.) i kątówek, które zarazem stężają belkę główną. Dla stężenia ścianki poprzecznicy w punktach podparcia podłużnic są przytwierdzone kątówki $2\ \frac{70 \times 70}{8}$ na podkładkach $\frac{80}{8}$.

Ciężar poprzecznicy:	blacha stojąca $\frac{700}{10}$	0·2411 *t*
	górne i dolne kątówki $\frac{80 \times 80}{9}$	0·2101 *t*
	kątówki stężające $\frac{70 \times 70}{8}$	0·0450 *t*
	podkładki $\frac{80}{8}$	0·0216 *t*
	przykładki	0·0407 *t*
		0·5585 *t*
	do tego 3% ciężar główek nitów	0·0184 *t*
		0·5769 *t*

*) W razie, gdyby przekrój przyjęty nie wystarczał i trzebaby go zwiększyć nakładkami, musielibyśmy obliczyć momenty także w innych punktach, najlepiej za pomocą linii wpływowych.

Teraz możemy wyznaczyć ilość i odstępy nitów w poprzecznicy. A mianowicie ilość nitów (20 *mm* dwucięte), potrzebną do przytwierdzenia poprzecznicy do belki głównej, otrzymujemy według oddziaływania (O_A), które wynosi (rys. 4 *c* tabl. 102.):

p') dla ciężaru wozu, przyczem jedno koło stoi nad punktem *a*

$$O_A = \frac{3{\cdot}000}{5{\cdot}15}(4{\cdot}875 + 3{\cdot}275 + 2{\cdot}275 + 0{\cdot}675) = 6{\cdot}465\ t. \quad 6465\ kg$$

p'') dla obciążenia tłumem ludzi koło wozów

$$O_A = 0{\cdot}1616 \times 2 + 0{\cdot}5290 = 0{\cdot}8522\ t \quad \ldots \quad 852\ kg$$

q') dla obciążenia stałego

$$O_A = 0\,9388 + 2\,.\,1{\cdot}5856 = 4{\cdot}11\ t \quad \ldots \quad 4110\ kg$$

q'') dla obciążenia własnego

$$O_A = \frac{0{\cdot}577}{2} = 0{\cdot}289\ t \quad \ldots \quad 289\ kg$$

$$O_A = 11686\ kg$$

Wedle tabliczki V. (str. 17.) otrzymamy dla ciężaru 11686 *kg* 7 nitów raz ciętych czyli 4 nity dwucięte; zamiast tego w wykonaniu dano nitów 10.

Przykładki, łączące blachę trapezową ze ścianką belki blaszanej, przytwierdzono czterema rzędami nitów, po dwa rzędy po obu stronach zetknięcia. Ilość nitów wyznaczyliśmy według rów. 9.:

$$a = 2{\cdot}83\,\frac{d^2 h \tau_1}{Q} = 2{\cdot}83\,\frac{4\,.\,70 \times 600}{Q_I},$$

przyczem Q_I oznacza siłę poprzeczną między podłużnicą skrajną, a pierwszą pośrednią, którą z wystarczającą dokładnością możemy przyjąć równą oddziaływaniu $O_A = 11686\ kg$, a zatem

$$a = 2{\cdot}83\,\frac{4 \times 70 \times 600}{11686} = 40{\cdot}68\ cm;$$

ponieważ odstęp nitów *a* wypadł za wielki, przyjęliśmy według rów. 14.:

$$a = 5\,d = 10\ cm \quad \text{(rys. 1. tabl. 100.).}$$

Wedle momentu nie obliczamy *a*, bo tu moment jest bardzo małym.

Wreszcie odstępy nitów poziomych, przytwierdzających kątówki do ścianki belki, wyznaczyliśmy według wzoru 15.:

$$a = 1{\cdot}5708\,\frac{d^2 I \tau_1}{Q S} = 1{\cdot}5708\,\frac{4\,.\,74445\,.\,600}{11686 \times 2472}\,10{\cdot}0\ cm.$$

Uwzględniając więc jeszcze ciężar nitów, otrzymaliśmy ciężar jednej poprzecznicy $0{\cdot}5585\ t + 0{\cdot}0112 = 0{\cdot}570\ t$ *),

a ciężar poprzecznic na jedno przęsło mostu

$$0{\cdot}570 \times 5 = 2{\cdot}850\ \text{t.}$$

---

*) Ciężar własny przyjęliśmy do obliczenia według wzoru 100.):

$$G = 632{\cdot}2\ kg,$$

a zatem otrzymany obecnie ciężar różni się od przyjętego niespełna o 10%, zatem obliczenia powtarzać nie potrzeba.

II. Chodnik.

1. Część obliczenia, a mianowicie wyznaczenie ciężarów dyliny, podkładów i stężenia wykonaliśmy pod I. 3 *b*), otrzymując dla podłużnicy chodnikowej między 2-ma wspornikami ciężar 0·1197 *t*. Teraz przystąpimy do obliczenia podłużnicy chodnikowej.

2. Podłużnica chodnikowa jest podparta wspornikami w tych odstępach, w jakich przytwierdzone są poprzecznice t. j. 3·675 *m*. Przyjęta kształtówka *U* musi mieć takie wymiary, ażeby się zmieściły podkłady 14 *cm* wysokie, między jej żebrami. Temu odpowiada kształtówka l. 16. (rys. 5 *c* tabl. 102.), dla której moment oporu, po odciągnięciu dziur na nity $\frac{J}{e} = 106\ cm^3$, a ciężar własny 20·98 *kg* m. b.

Dla wyznaczenia natężeń obliczyliśmy:

p'') dla obciążenia tłumem ludzi

$$M_{p''} = \tfrac{1}{8}\left(0{\cdot}46 \times \frac{1{\cdot}2}{2}\right) \times 3{\cdot}675^2 = \qquad 46800\ kgcm$$

q') Obciążenie stale działające, które obliczyliśmy pod I. 3 *b*) i które wynosi 0·146 *t*, musimy jeszcze zwiększyć o ciężar poręczy, który się przenosi na kształtówkę w środku jej rozpiętości za pomocą słupka (rys. 5. i 2. tabl. 100.).

Poręcze żelazne z kątówek 1·10 + 0·16 = 1·26 wysokie mają na długości 3·675 *m*

ciężar: słupki $2 \times \frac{50 \times 50}{7}$		0·0140 *t*
wkładki $\frac{50}{8}$		0·0043 *t*
pochwyt $\frac{60 \times 60}{7}$		0·0229 *t*
kątówka dolna $\frac{45 \times 45}{6}$		0·0146 *t*
ramy żelazne $\frac{25}{7}$		0·0160 *t*
krata	pręty poziome i pionowe $\frac{25}{10}$	0·0282 *t*
	żelaza ozdobne i wiązania do tego $\frac{25}{6}$	0·0070 *t*
		0·1070 *t*
dodatek na nity 3%		0·0032 *t*
zatem na przedział		0·1102 *t*,

a ciężar poręczy na jedno przęsło mostu wynosi

$$0{\cdot}1102 \times 4 \times 2 = 0{\cdot}8816\ \text{t}.$$

Zatem dla obciążenia stale działającego

$$M_{q'} = (\tfrac{1}{8}\,0{\cdot}146 + \tfrac{1}{4}\,0{\cdot}1102) \times 3{\cdot}675 = 0{\cdot}1684\ tm = \qquad 16840\ kgcm$$

q'') Dla ciężaru własnego

$$M\,q'' = \tfrac{1}{8}\,0{\cdot}021 \times 3{\cdot}675^2 = \qquad 3546\ kgcm$$

zatem *najw* $M = 67186\ kgcm$

Największe natężenie

$$v = \frac{67186}{106} = 633{\cdot}8\ kg/cm^2,$$

przy natężeniu dopuszczalnem $\tau = 750\ kg/cm^2$.

Przytwierdzenie belki chodnikowej do wspornika wykonano za pomocą słupków poręczowych, które są wydłużeniem zastrzałów wspornikowych (rys. 1. tabl. 100.).

Ciężar przypadający na przedział między dwoma wspornikami

$$20{\cdot}98 \times 3{\cdot}675 = 77{\cdot}10\ kg,$$

a na jedno przęsło mostu

$$0{\cdot}0771 \times 4 \times 2 = \mathbf{0{\cdot}6168\ t.}$$

3. Wsporniki podpierają belkę chodnikową w odstępach $3{\cdot}675\ m$.
W punkcie podparcia podłużnicy przenosi się na wspornik:

p'') Obciążenie tłumem ludzi $\quad 0{\cdot}46 \times \frac{1{\cdot}2}{2} \times 3{\cdot}675 = 1{\cdot}015\ t$

q') Obciążenie stale działające $\quad 0{\cdot}146 + 0{\cdot}1102 + 0{\cdot}0771 = 0{\cdot}334\ t$

$P = 1{\cdot}349\ t$

Siła wewnętrzna, działająca w pasie górnym wspornika

$$G = +\,1{\cdot}349 \times \frac{0{\cdot}980}{0{\cdot}635} = 2{\cdot}113\ t,$$

a w zastrzale

$$Z = -\,1{\cdot}349 \times \frac{1{\cdot}168}{0{\cdot}635} = 2{\cdot}518\ t.$$

Wykreślnie wyznaczyliśmy siły wewnętrzne na rys. 5*d* i 5*e* tabl 102.
Pas górny i dolny przyjmujemy o tym samym przekroju z dwóch kątówek $\frac{60 \times 60}{7}$ (rys. 5*g* i 5*f* tabl. 102.) o powierzchni całkowitej $15{\cdot}82\ cm^2$.

W pasie górnym po odciągnięciu dziur na nity przekrój użyteczny wynosi $9{\cdot}87\ cm^2$, a zatem największe natężenie

$$v_g = \frac{2113}{9{\cdot}87} = 214{\cdot}1\ kg/cm^2,$$

przy natężeniu dopuszczalnem $\tau = 752\ kg/cm^2$.

W zastrzale, uwzględniwszy spółczynnik zmniejszający na wyboczenie, który dla przyjętej powierzchni i długości wolnej $l = 116{\cdot}8\ cm$ czyli dla

$$\frac{l}{a} = \frac{116{\cdot}80}{1{\cdot}83} = 63{\cdot}81$$

wynosi $\varphi = 0{\cdot}60$, otrzymaliśmy największe natężenie

$$v_z = \frac{2518}{15{\cdot}82 \times 0{\cdot}60} = 265{\cdot}2\ kg/cm^2,$$

a dopuszczalne $\tau = 752\ kg/cm^2$.

Wspornik jest przytwierdzony do belki głównej za pomocą blachy węzłowej (rys. 1. tabl. 100.) i kątówek $\frac{80 \times 80}{8}$, stężających ściankę belki głównej.

Ciężar wspornika: pas górny i zastrzał $\frac{60 \times 60}{7}$	0·04091 t
blachy węzłowe (rys. 1. tabl. 100.)	0·01667 t
	0·05758 t
do tego 3% na połączenia	173
	0·05931 t

czyli na jedno przęsło mostu $0{\cdot}05931 \times 5 \times 2 = 0{\cdot}5931$ t.

Potrzebną ilość nitów 20 mm dwuciętych do przytwierdzenia wspornika do belki głównej dla ciężaru przenoszącego się przez wspornik

$$0{\cdot}060 + 0{\cdot}1197 + 0{\cdot}1102 + 0{\cdot}46 \times 0{\cdot}60 \times 3{\cdot}675 = 1{\cdot}304\ t$$

znaleźliśmy według tabl. V. str. 17. $n = \frac{7}{2} = 3{\cdot}5$; w wykonaniu przyjęto 6 nitów.

III. Tężniki poziome z kątówek $\frac{70 \times 70}{8}$ są ułożone w ten sposób (rys. 7*a* tabl. 103.), że każdy krzyż obejmuje 2 przedziały, a więc skrzyżowania wypadają nad poprzecznicami 1 i 1'. Połączenia tężników z poprzecznicami są przedstawione na rys. 7*b*, *c*, *d* tabl. 103.

Ciężar tężników na jedno przęsło mostu:

kątówki $\frac{70 \times 70}{8} \times 2$	0·2841 t
blachy węzłowe	0·0464 t
blachy węzłowe w. p. skrzyżowania	0·0316 t
kątówki przytwierdzające blachy węzłowe do poprzecznic	0·0125 t
podkładki do kątówek	0·0048 t
do tego 3% na połączenia	0·0084
	0·3878 t

a zatem na każdą poprzecznicę pośrednią przenosi się ciężar

$$\frac{0{\cdot}3878}{4} = 0{\cdot}0969\ t,$$

a na skrajną

$$\frac{0{\cdot}3878}{8} = 0{\cdot}0485\ t.$$

IV. Belki główne o rozpiętości 14·7 m między punktami podparcia. Ciężary przenoszą się na belkę za pośrednictwem poprzecznic i wsporników, a więc w punktach przytwierdzenia poprzecznic, przyczem osie skrajnych poprzecznic leżą nad punktami podparcia belki. Znowu podobnie jak poprzednio obliczymy największe momenty zgięcia i siły poprzeczne najpierw dla ciężaru ruchomego p') wozów i p'') tłumu ludzi, następnie dla q') obciążenia stale działającego i q'') ciężaru własnego.

Najniekorzystniejszy rozkład obciążenia ruchomego ze względu na belkę *A*) w kierunku poprzecznym mostu, znajdujemy według rys. 8*b* tabl. 103., a mianowicie:

p') obciążenie wozami daje ciśnienie na belkę w punktach, w których stoją koła,

$$4 \times 3{\cdot}0\,\frac{2{\cdot}725}{5{\cdot}150} = 6{\cdot}350\ t,$$

a w punktach, w których stoją konie,

$$4 \times 0{\cdot}75 \frac{2{\cdot}725}{5{\cdot}150} = 1{\cdot}587\ t.$$

Ustawiając wozy najniekorzystniej ze względu na belkę A (rys 8 a tabl. 103.) i wypełniwszy wolną przestrzeń drogi jezdnej za wozami ciężarem tłumu ludzi, otrzymaliśmy

w punkcie b.

wykreślnie z linii wpływ.

$$M_{p'} = \left[1{\cdot}587 \times 0{\cdot}205 + 6{\cdot}35 \times 0{\cdot}75 + \frac{1{\cdot}55 \times 0{\cdot}1}{2} \times 1{\cdot}058\right] \frac{14{\cdot}7}{2} = 38{\cdot}00\ tm$$

liczebnie

$$M_{p'} = \frac{7{\cdot}35}{14{\cdot}70}\left[1{\cdot}587 \times 11{\cdot}65 + 6{\cdot}35\,(7{\cdot}35 + 3{\cdot}55) + \frac{1{\cdot}058}{2} \times 1{\cdot}55^2\right] - 1{\cdot}587 \times 4{\cdot}3 =$$

$$= 3801595\ \text{kgcm.}$$

w punkcie c.

wykreślnie

$$M_{p'} = \left[1{\cdot}587 \times 0{\cdot}18 + 6{\cdot}35 \times 1{\cdot}265 + \frac{1{\cdot}675 \times 0{\cdot}34}{2} \times 1{\cdot}058\right] \times 3{\cdot}675 = 31{\cdot}60\ tm$$

liczebnie

$$M_{p'} = \frac{11{\cdot}025}{14{\cdot}7}\left[1{\cdot}587 \times 11{\cdot}775 + 6{\cdot}35\,(7{\cdot}475 + 3{\cdot}675) + \frac{1{\cdot}058}{2} \times 1{\cdot}675^2\right] - 1{\cdot}587 \times 8{\cdot}1 - 6{\cdot}35 \times 3{\cdot}8 =$$

$$= 3125200\ \text{kgcm.}$$

p'') Obciążenie tłumem ludzi, które częściowo już uwzględniliśmy pod p') wypełnia nadto wolne przestrzenie obok wozów. Z tego obciążenia jedna część przenosi się za pośrednictwem podłużnicy skrajnej i poprzecznicy i daje ciśnienie na belkę A (według rys. 8 b tabl. 103.) w punktach a, b, c:

$$O'_A = \frac{1}{5{\cdot}15}\left[0{\cdot}46 \times 3{\cdot}675 \times \frac{0{\cdot}8 \times X_A}{2} \times 4{\cdot}875 + 0{\cdot}46 \times 3{\cdot}675 \times \frac{1{\cdot}10 \times X_B}{2} \times 0{\cdot}275\right] = 0{\cdot}4724\ t,$$

przyczem

$$X_A = \frac{0{\cdot}800}{1{\cdot}200} = 0{\cdot}666,$$

a

$$X_B = \frac{1{\cdot}100}{1{\cdot}200} = 0{\cdot}9167.$$

Druga część obciążenia przenosi się za pośrednictwem podłużnicy chodnikowej i wsporników wprost na belkę główną i to ciśnienie wynosi w punktach a, b, c:

$$O''_A = 0{\cdot}46 \times 3{\cdot}675 \times 0{\cdot}8 \times \frac{1{\cdot}0 \times X}{2} \times 0\,8926\ t,$$

przyczem

$$X = \frac{1{\cdot}200 - 0\,800}{1{\cdot}200} = 0{\cdot}33,$$

czyli całkowite ciśnienie $O_A = O'_A + O''_A = 1{\cdot}9690$ t.

W punkcie b. $\begin{cases} \text{wykreślnie} \\ \text{liczebnie} \end{cases} M_{p''} = \begin{cases} [1{\cdot}9690 \times 1{\cdot}0] \frac{14{\cdot}7}{2} = 14{\cdot}47\ tm \\ 2{\cdot}9535 \times 7{\cdot}35 - 1{\cdot}9690 \times 3\ 675 = \end{cases}$

$= 1447400\ kgcm.$

W punkcie c $\begin{cases} \text{wykreślnie} \\ \text{liczebnie} \end{cases} M_{p''} = \begin{cases} [1{\cdot}9690 \times 1{\cdot}5]\ 3{\cdot}675 = 10{\cdot}86\ tm \\ 2{\cdot}9535 \times 3{\cdot}675 = 1086000\ kgcm. \end{cases}$

q') Obciążenie, stale działające, wynosi według poprzednich obliczeń w punktach a, b, c:

Ciężar żwiru	$0{\cdot}338 \,.\, 3{\cdot}675 \,.\, 2{\cdot}3 =$	$2{\cdot}855\ t$
„ kształtówek	$0{\cdot}07712 \,.\, 3{\cdot}675 \,.\, 2{\cdot}3 =$	$0{\cdot}652$
„ podł. pośred.	$0{\cdot}1818 \,.\, 2 =$	$0{\cdot}364$
„ podł. skraj.	$0{\cdot}229 \,.\, 1 =$	$0{\cdot}229$
„ poprzecznicy	$\frac{0{\cdot}626}{2} =$	$0{\cdot}313$
„ chodnika		$0{\cdot}292$
„ poręczy		$0{\cdot}111$
„ podł. chodnika		$0{\cdot}077$
„ wspornika		$0{\cdot}060$
„ tężników	$\frac{0{\cdot}097}{2} =$	$0\ 049$
		$5{\cdot}002$, a zatem

w punkcie b $\begin{cases} \text{wykreślnie} \\ \text{z linii wpływ.} \\ \text{liczebnie} \end{cases} M_{q'} = \begin{cases} 5{\cdot}002 \,.\, 1{\cdot}0 \times \frac{14{\cdot}7}{2} = 36{\cdot}76\ tm \\ 7{\cdot}503 \times 7{\cdot}35 - 5\ 002 \times 3{\cdot}675 = \end{cases}$

$= 3675765\ kgcm.$

w punkcie c $\begin{cases} \text{wykreślnie} \\ \text{liczebnie} \end{cases} M_{q'} = \begin{cases} 5{\cdot}002 \times 1{\cdot}5 \times 3{\cdot}675 = 27{\cdot}57\ tm \\ 7{\cdot}503 \times 3{\cdot}675 = 2758000\ kgcm. \end{cases}$

q'') Ciężar własny przyjęliśmy według wzoru 249., z którego dla jednej belki należy wziąść połowę:

$$q'' = \frac{9{\cdot}00\ l \,.\, b}{2} = \frac{9{\cdot}00 \times 14{\cdot}7 \times 5{\cdot}15}{2} = 340{\cdot}7\ kg/m,$$

w punkcie b $M_{q''} = \frac{1}{8} \,.\, 0{\cdot}3407 \times 14{\cdot}7^2 = 9{\cdot}202\ tm = 920200\ kgcm,$

w punkcie c $M_{q''} = \frac{0{\cdot}3407}{2} \times 11{\cdot}025\ (14{\cdot}7 - 11{\cdot}025) = 6{\cdot}904\ tm =$

$= 690400\ kgcm.$

A zatem otrzymaliśmy momenty

w punkcie b $M_b = 9844960\ kgcm,$

w punkcie c $M_c = 7659600\ kgcm.$

Odpowiedni tym momentom przekrój belki blaszanej (rys. 8 c tabl. 103.) wyznaczyliśmy w następujący sposób. Wprawdzie najkorzystniejsza wysokość ścianki byłaby około $1{\cdot}4\ m$ (§. 5.), dostosowując się jednak do wykonania, przyjęliśmy $1{\cdot}2\ m$, grubość ścianki $11\ mm$, kątówki $\frac{90 \times 130}{12}$.

Moment bezwładności tego przekroju liczony według rów. 6. i tabl. I. str. 5. i 6., otrzymamy z uwzględnieniem pionowych dziur na nity według tabl. III. str. 8.:

$$J_1 = \frac{1}{12} g h_1^3 + 4\left(I_3 + A_3 \frac{h_2}{4}\right) - i = 144000 + 14400 + 833212 - 4 \cdot 2{\cdot}2 \cdot 4284 =$$

$$= 454352{\cdot}8 \; cm^4.$$

Nakładki przyjmujemy o 45 *mm* wystające poza poziome żebra kątówek, zatem $b = 280$ *mm*, a grubość obliczyliśmy według rów. 5. i natężenia dopuszczalnego $\tau = 750 + 2 \cdot 14{\cdot}7 = 779$ *kgcm*^{2}.

W punkcie *b*

$$d_b = \frac{M}{b' h_1 \tau} - \frac{2 I_1}{b' h_1 (h_1 + 2d)} = \frac{9844960}{25{\cdot}8 \cdot 120 \cdot 779} - \frac{2 \cdot 454352{\cdot}8}{25{\cdot}8 \cdot 120 (120 + 2d)}$$

podstawiając $d = \frac{M}{b' h_1 \tau} - \frac{2 I_1}{b' h_1^3} = 4{\cdot}082 - 2{\cdot}446 = 1{\cdot}636$ *cm*,

$$d_b = 4{\cdot}082 - 2\,381 = + 1{\cdot}71 \; cm.$$

W punkcie *c* i *a*

$$d_c = \frac{7659600}{25{\cdot}8 \cdot 120 \cdot 779} - \frac{2 \cdot 454352{\cdot}8}{25{\cdot}8 \cdot 120 \cdot (120 + 2d)},$$

podstawiając $d = 3{\cdot}175 - 2{\cdot}424 = 0{\cdot}751$ *cm*,

$$d_c = 3{\cdot}175 - 2{\cdot}418 = + 0{\cdot}76 \; cm.$$

Na podporze

$$d_0 = - \frac{2 \cdot 454352{\cdot}8}{25{\cdot}8 \cdot 120 (120 + 2d)} = - 2{\cdot}84 \; cm.$$

Długość nakładek wyznaczyliśmy zwykłym sposobem wykreślnym (rys. 8*d* tabl. 103.), przyjmując największą grubość nakładki $d_b = 18$ *mm* i grubość tę składamy z dwóch blach 9 *mm* *).

Otrzymane wykreślnie długości nakładek należy jeszcze według §. 8. przedłużyć dla rozmieszczenia nitów, których ilość według rów. 19.:

$$n = \frac{4 A \tau}{\pi d^2 \tau_1} = \frac{4 (28{\cdot}0 - 2 \cdot 2) \cdot 779}{3{\cdot}14 \cdot 2{\cdot}0^2 \cdot 600} = 9\,924,$$

przyjęliśmy 10, przyczem średnica nitów $d = 20$ *mm*, a natężenie dopuszczalne dla nakładek $\tau = 779$ *kg/cm*^{2}, dla nitów $\tau_1 = 600$ *kg/cm*^{2}.

Ponieważ nity pionowe muszą wejść w środek między poziome, obliczyliśmy najpierw odstępy nitów poziomych w poszczególnych przedziałach (między poprzecznicami) według rów. 15.:

$$a = 1{\cdot}5708 \frac{d^2 I \cdot \tau_1}{Q \cdot S}.$$

W pierwszym przedziale $O_2 c$:

$$S^{**}) = 25{\cdot}11 \times 57{\cdot}69 + 1{\cdot}1 \times \frac{60^2}{2} + 28{\cdot}0 \times 1{\cdot}0 \times 60{\cdot}5 - 2 \cdot 2{\cdot}0 \cdot 2{\cdot}2 \cdot 59{\cdot}9 = 5510.$$

---

*) W wykonaniu przyjęto grubość nakładek $2 \times 12 = 24$ *mm* $= 8512$ *kg* Zapewne liczono tu na większe obciążenie wałkiem parowym.

**) *S* oznacza moment statyczny powierzchni przekroju nad nitem poziomym, a więc pierwszej wkładki i części kątówek ze względu na oś obojętną przekroju.

Siła poprzeczna Q_I:

p') tylne koło stoi w punkcie C, a za wozem tłum ludzi,

wykreślnie z linii wpływ. rys. 8a tabl. 103.)

liczebnie

$$Q_1 = \begin{cases} 1{\cdot}587 \,.\, 0{\cdot}180 + 6{\cdot}35 \,.\, 1{\cdot}265 + \\ \qquad + \dfrac{1\,675 \,.\, 0{\cdot}34}{2}\, 1{\cdot}058 = 8{\cdot}55\ t \\ (1{\cdot}587 + 2 \,.\, 6{\cdot}35 + 1{\cdot}772) - \dfrac{1}{14{\cdot}7}\Big[1\,587 \,.\, 11{\cdot}775 + \\ + 6{\cdot}35\,(7{\cdot}475 + 3{\cdot}675) + \dfrac{1{\cdot}058}{2} \,.\, 1{\cdot}675^2\Big] - \\ \qquad - \dfrac{1{\cdot}058 \,.\, 1{\cdot}675 \,.\, 5{\cdot}675}{7{\cdot}35} = 8512\ kg. \end{cases}$$

p'') wykreślnie, liczebnie $Q_I = \begin{cases} 1{\cdot}9690 \,.\, 1{\cdot}50 = 2\,9535\ t \\ 2{\cdot}9535 - \Theta = \end{cases}$ 2954 kg.

q') wykreślnie, liczebnie $Q_I = \begin{cases} 5{\cdot}002 \,.\, 1{\cdot}5 = 7\,503\ t \\ 7{\cdot}503 - \Theta = \end{cases}$ 7503 kg.

q'') według ciężaru przyjętego

$$Q_I = O_1 = \frac{5{\cdot}008}{2} = \quad 2504\ kg.$$

21473 kg.

Zatem $$a = 1{\cdot}5708 \frac{2{\cdot}0^2 \,.\, 454352{\cdot}8 \,.\, 600}{21473 \,.\, 5510} = 15{\cdot}00\ cm,$$

zaś według rów. 16. ze względu na ściankę dziury

$$a = \frac{d\, g\, \tau_2\, I}{Q\, S} = \frac{2{\cdot}0 \,.\, 1{\cdot}1 \,.\, 1400 \,.\, 454352{\cdot}8}{21473 \,.\, 5510} = 12\,40\ cm.$$

W drugim przedziale $c\,b$

$$S = 5510 + (28{\cdot}0 - 2 \,.\, 2 \,.\, 1) \,.\, 1{\cdot}0 \,.\, 61{\cdot}5 = 6986.$$

Siła poprzeczna Q_{II}:

p') tylne koło stoi w punkcie b, a za wozem tłum ludzi do p obojętnego, którego położenie względem O_1 znajdujemy z rów. 93. teoryi I. wyd. II.

$$x_2 = \frac{l\, x_1}{l - a} = \frac{14{\cdot}7 \,.\, 2 \,.\, 3{\cdot}675}{14{\cdot}7 - 3{\cdot}675} = 9{\cdot}80\ cm,$$

wykreślnie (z linii wpływ. rys. 8a tabl. 103.)

liczebnie

$$Q_{II} = \begin{cases} 6{\cdot}35 \,.\, 0{\cdot}72 + \dfrac{0{\cdot}45 \,.\, 0\,1}{2} \,.\, 1{\cdot}058 = 4{\cdot}595\ t \\ 13{\cdot}176 - \dfrac{1}{14{\cdot}7}\,[6{\cdot}35\,(11{\cdot}150 + 7{\cdot}350) + 1{\cdot}058 \,.\, 0{\cdot}45 \,. \\ \qquad .\, 9{\cdot}575] - \dfrac{1{\cdot}058 \,.\, 0{\cdot}45 \,.\, 2{\cdot}225}{3\,675} = 4584{\cdot}0\ kg. \end{cases}$$

p'') wykreślnie, liczebnie $Q_{II} = \begin{cases} 1{\cdot}9690\,(0{\cdot}72 - 0{\cdot}220) = 0{\cdot}985\ t \\ 2{\cdot}9535 - 1{\cdot}9690 = \end{cases}$ 984·5 kg.

q') wykreślnie, liczebnie $Q_{II} = \begin{cases} 5{\cdot}002\,(0{\cdot}72 - 0{\cdot}220) = 2{\cdot}50\ t \\ 7{\cdot}503 - 5{\cdot}002 = \end{cases}$ 2501·0 kg.

q'') według ciężaru przyjętego

$$Q_{II} = \frac{5{\cdot}008}{2} - \frac{5{\cdot}008}{14{\cdot}7} \,.\, 3{\cdot}675 = \quad 1248{\cdot}0\ kg.$$

$Q_{II} = 9317{\cdot}5\ kg$,

Zatem $a = 1{\cdot}5708 \,.\, \frac{2{\cdot}0^2 \,.\, 454352{\cdot}8 \,.\, 600}{9318 \,.\, 9686} = 27{\cdot}3\ cm,$

ze względu na ściankę

$$a = \frac{2{\cdot}0 \,.\, 1{\cdot}1 \,.\, 1400 \,.\, 454352{\cdot}8}{9318 \,.\, 6986} = 22\,10\ cm.$$

Ponieważ według rów. 17. *najw* $a \lessgtr 6\,d$ do $7\,d$ i ponieważ w pierwszym przedziale $a = 12{\cdot}40\ cm$, zatem rozkładajmy nity symetrycznie między poprzecznicami w odstępach około $12\ cm$. Odstęp poprzecznic wynosi $3{\cdot}675\ m$, z tego odpada obustronnie odstęp potrzebny do przytwierdzenia wsporników $\frac{10}{2} + \frac{80}{2} = 45\ mm$, zatem $3{\cdot}675 - 2\,.\,0{\cdot}045$. Rozdzielając na 29 odstępów, otrzymaliśmy $\frac{358{\cdot}5}{2} = 12{\cdot}36\ cm$ jako odstęp nitów poziomych w całej belce.

Teraz możemy obliczyć już całkowitą długość nakładek. Pierwsza nakładka (według rys. $8\,d$ tabl. 103.), od środka belki licząc, jest długą $4{\cdot}600\ m$. Ponieważ jeden nit pionowy będzie w środku belki, zatem pierwszy szereg nitów, który będzie znosił siłę, działającą w nakładce, będzie w odstępie równym ilości odstępów nitów pionowych, które na długości $4{\cdot}6\ m$ dadzą się rozmieścić. Ponieważ ilość odstępów wynosi $\frac{460}{12\,36} = 37{\cdot}22$ czyli 38, zatem pierwszy szereg nitów od środka będzie w odstępie $38 \times 12{\cdot}36 = 469{\cdot}7\ cm$. Ilość nitów potrzebną do przytwierdzenia nakładki otrzymaliśmy poprzednio $n = 10$, czyli licząc po 2 nity w jednym rzędzie, 5 rzędów, zatem całkowita długość połowy pierwszej nakładki wynosi $469{\cdot}70 + 12{\cdot}36 \times 4 + 2\,5\,d = 5{\cdot}242\ m$, którą to długość zachowano w wykonaniu tylko na pasie dolnym; u górnego pasu kryje nakładka całą belkę, chociaż tu nie była potrzebna, zatem całkowita jej długość będzie równą długości belki.

Długość drugiej nakładki z wykresu (rys. $8\,d$ tabl. 103.) wynosi $2{\cdot}850\ m$, licząc od środka belki, zatem pierwszy szereg nitów, który będzie przytwierdzał nakładkę do belki, będzie jak powyżej w odstępie $\left(\frac{285{\cdot}0}{12{\cdot}36} = 23{\cdot}06\right)$ $12{\cdot}36 \times 24 = 296{\cdot}6\ cm$, a że znowu mamy rozmieścić 5 rzędów nitów, zatem całkowita długość połowy nakładki wynosi $296{\cdot}6 + 12{\cdot}36 \times 4 + 2\,5\,d = 3{\cdot}51\ m$.

Rozkład materyału z rozmieszczeniem styków i przykładek widoczny z rys. $8f$ tabl. 103.

W wykonaniu widzimy wszystkie styki skupione w środku rozpiętości, co wprawdzie jest niekorzystnem ze względu na moment zgięcia, natomiast daje mniej połączeń, jak gdybyśmy składali całą długość belki n. p. z 3-ch części, dając styki bliżej podpór.

Styki w nakładkach rozłożyliśmy tak, ażeby dały się przykryć jedną przykładką. Z poprzedniego obliczenia wiemy, że do ścisłego połączenia jednej nakładki z belką potrzeba 10 nitów w 5 rzędach. Tutaj mamy dwa styki nakładek, które musimy tak rozrzucić, ażeby między nie weszło tych potrzebnych 5 rzędów nitów, a nadto przykładka musi tak daleko wystawać poza styk, ażeby znowu na niej można zmieścić 10 nitów jak widoczna z rys. $8g$ tabl. 103., z którego również wynika długość przykładki.

A mianowicie długość między stykami (równocześnie wielkość rozsunięcia styków) . . . . . $12{\cdot}36\,(4+1\,.)=61{\cdot}80\ cm$
długość poza stykami . . . . $2\,[12{\cdot}36\,(4+\frac{1}{2})+2{\cdot}5\,d]=121{\cdot}24\ cm$
Zatem całkowita długość przykładki . . . . . $=183{\cdot}04\ cm$

Belkę główną musimy wydłużyć poza punkt teoretyczny podparcia, czyli poza środek łożyska, o tyle, jak długie jest łożysko. Szerokość pasu belki wynosi 270 *mm* obustronna gra po 5 *mm*, a na żebra boczne po 50 *mm*, tem szerokość łożyska wynosi 380 *mm*. Długość łożyska wyznaczyliśmy ze względu na przyczółki i filary wykonane z kamienia łamanego, którego wytrzymałość przyjęto na 15 kg/cm^2, a zatem według rów. 269.:

$$l_1=\frac{O_1}{38\,.\,15}=44{\cdot}72\ cm,$$

przyczem oddziaływanie O_1 wynosi dla ciężaru ruchomego, przyjąwszy obciążenie mostu tłumem ludzi,

$$O_p=\frac{0{\cdot}46\,.\,14{\cdot}7\,.\,7{\cdot}0}{4}=11{\cdot}84\ t=11840\ kg,$$

a dla ciężaru mostu według rów. 249.

$$O_q=\frac{(664{\cdot}7+9{\cdot}7\,.\,14{\cdot}7)\,.\,14{\cdot}7\,.\,4{\cdot}6}{4}=13648\ kg,$$

a zatem $O_1=25488\ kg.$

W wykonaniu $l_1=450\ mm$, z tego odpada na żebro tylne 50 *mm*, zatem wydłużenie belki głównej wynosi $\frac{400}{2}=200\ mm.$

Ciężar ścianki dla całej rozpiętości belki wynosi 1500 *kg*, zatem według §. 6. powinnibyśmy złożyć długość ścianki z 3-ch części, a wyjątkowo z dwu części. W wykonaniu widzimy 2 części dla uniknięcia wielkiej liczby połączeń.

Styk ścianki kryją dwie przykładki (rys. 9. tabl. 103.). Po obu stronach styku przyjęliśmy jak w wykonaniu (rys. 3. tabl. 100.) po 3 rzędy nitów 20 *mm* rozmieszczonych w kierunku poziomym w odstępach $4\,d$ między nitami a $2{\cdot}5\,d$ od krawędzi (jakkolwiek według §. 6. wystarczyłyby odstępy mniejsze). Długość nakładki wynosi więc $26\times20=520\ mm.$

Odstęp nitów w kierunku pionowym, ponieważ styk wypada w środku rozpiętości, obliczyliśmy według przekształconych wzorów 12. i 13. i według momentu, działającego na ściankę M', który według rów. 10.

$$M'=\frac{M\,.\,I'}{I}=9844906\,.\,\frac{158400}{484671}=3218000\ kgcm.$$

Przyjmując odstęp nitów skrajnych $2{\cdot}5\,d$, otrzymaliśmy

$$f=102-2\,.\,2{\cdot}5\,d=92\ cm,$$

zatem ze względu na wytrzymałość nitów

$$a=\frac{92^2\left(\frac{3\,.\,2^2\,.\,3{\cdot}14}{4}600\right)}{2\left[3218000-92\frac{3\,.\,2^2\,.\,3{\cdot}14}{4}\,.\,600\right]}=9{\cdot}16\ cm,$$

ze względu na wytrzymałość ścianki

$$a' = \frac{92^2 . 2 . 1{\cdot}2 . 1400}{2\,[3218000 - 92 . 2 . 1{\cdot}2 . 1400]} = 4{\cdot}89\ cm.$$

W wykonaniu przyjęto nity przestawione, w odstępie $3d = 6\ cm$, a więc trochę za daleko.

Styki kątówek pasów przesunięte od środka, jak widoczne z rys. 8*f* tabl. 103 , kryją kątówki o wymiarach $\frac{75 . 115}{11}$

Obecnie możemy obliczyć ciężar belki głównej który wynosi:

blacha stojąca $\frac{1{\cdot}200}{11}$	$15{\cdot}1 . 1{\cdot}2 . 0{\cdot}011 . 7{\cdot}80 = 1{\cdot}5547\ t$
przykładki $\frac{1{\cdot}020}{12}$	$1{\cdot}02 . 0{\cdot}50 . 2 . 0{\cdot}0120 . 7{\cdot}8 = 0{\cdot}0940\ t$
kątówki (pasy) $\frac{90 . 130}{12}$	$4 . 15{\cdot}1 . 19{\cdot}58 = 1{\cdot}1760\ t$
kątówki (przykładki na stykach $\frac{75 . 115}{11}$	$4 . 1{\cdot}08 . 15{\cdot}36 = 0{\cdot}0664\ t$
nakładki $\frac{280}{9}$	$(15{\cdot}10 + 10{\cdot}49 + 2 . 7{\cdot}02) . 0{\cdot}28 . 0{\cdot}009\,7{\cdot}8 = 0{\cdot}7790\ t$
przykładki (nakładek) $\frac{280}{9}$	$0{\cdot}184 . 2 . 0{\cdot}28 . 0{\cdot}009 . 7{\cdot}8 = 0{\cdot}0717\ t$
kątówki stężające $\frac{80 . 80}{8}$	$40 . 1{\cdot}176 . 9{\cdot}49 = 0\,4464\ t$
podkładki pod kątówki $\frac{170}{12}$, $\frac{80}{12}$, $\frac{400}{12}$	$1{\cdot}02\,(0{\cdot}17 . 12 + 0{\cdot}08 . 4 + 0{\cdot}40 . 4) . 0{\cdot}012 . 7{\cdot}8 = 0{\cdot}3781\ t$
blachy węzłowe	$0{\cdot}3644 . 0{\cdot}01 . 5 . 7{\cdot}8 = 0{\cdot}1421\ t$
nakładki na łożyskach	$0{\cdot}27 . 0{\cdot}57 . 2 . 0\,01 . 7{\cdot}8 = 0{\cdot}0240\ t$
	$4{\cdot}7324\ t$
połączenia nitami	$0{\cdot}1303\ t$
	$4{\cdot}8627\ t$ *)
a na jedno przęsło ciężar belek głównych wynosi	**9·7254 t**

V. Łożyska, których wymiary szerokość $b = 380\ mm$, a długość $= 480\ mm$ obliczyliśmy poprzednio na str. 172., otrzymują grubość według wzoru 272. $c = 40 + 0{\cdot}9\,l = 53\ mm$, w wykonaniu $50\ mm$.

Wykonano z żelaza lanego na przyczółku jako stałe, na filarze przesuwowe (rys. 4. tabl. 101.) o całkowitym ciężarze $= 0{\cdot}328\ t$.

---

*) Ciężar własny przyjęliśmy do obliczenia według wzoru 249.

$$0{\cdot}3407 \times 14{\cdot}7 = 5{\cdot}008\ t,$$

a zatem różnica wynosi niespełne 4%.

IV. Zestawienie ciężarów na jedno liczone przęsło mostu.

L. porz.	Przedmiot	Ciężar żelaza spawal. w tonnach	Ciężar żelaza lanego w tonnach	Ciężar części nieżelaznych w tonnach	Ciężar całkowity w tonnach
I.	Pomost:				
	1. Zwirówka	—	—	23·790	—
	2. Zoresówki z połączeniami . .	5·429	—	—	—
	3*a*) Podłużnice pośrednie z przytwierdzeniem	2·912	—	—	—
	3*b*) Podłużnice skrajne z przytwierdzeniem	1·834	—	—	—
	4. Poprzecznice z przytwierdzeniem	2·850	—	—	—
		13·305	—	23·790	37·095
II.	Chodnik:				
	1. Dylina i podkłady 0·281×4×2	—	—	2·248	—
	Kształtówki stężające 0·0113×4×2	0·091	—	—	—
	2. Podłużnica chodnikowa . . .	0·617	—	—	—
	Poręcze	0·882	—	—	—
	3. Wsporniki	0·593	—	—	—
		2.183	—	2 248	4·431
III.	Tężniki	0·388	—	—	0·3[illegible]
IV.	Belki główne	9·726	—	—	9·[illegible]
		Całkowity ciężar mostu = 51[illegible] *t**)			
V.	Łożyska	—	0·328	—	—
	Ciężar żelaza spawalnego . . .	25·602 *t*	—	—	—
	Ciężar żelaza lanego	—	0·328 *t*	—	—
	Ciężar żwiru i drzewa	—	—	26·038 *t*	—

*) Całkowity ciężar mostu liczony według rów. 249. wynosi

$$G = (664{\cdot}7 + 9{\cdot}7 \,.\, 14{\cdot}7) \,.\, 4{\cdot}6 = 54590\ kg,$$

a zatem różnica wynosi około 6%.

DODATEK.

LITERATURA.

Podajemy tu w chronologicznym porządku spis podręczników i niektórych ważniejszych artykułów odnoszących się do belek blaszanych.

Frankel: *Konstruktion und Berechnung von Fahrbahnen für eiserne Strassenbrücken. Zeitschrift für Bauwesen.* 1868.

Heinzerling: *Die Brücken der Gegenwart. I. Abth. Eiserne Brücken. Heft. I. Brücken mit vollen Wandungen.* Akwizgran 1873. 2. wyd. *Die Massiv- und Blechbalkenbrücken.* Lipsk 1884.

Bauschinger: *Resultate der Versuche mit Buckelplatten und Wellenblechen. Zeitsch. der Arch. u. Ing. Vereins zu Hannover.* 1873.

Win er: *Vorträge über Brückenbau. Blechbrücken.* Wiedeń 1874.

Stein r: *Vorträge über Brückenbau. Konstruction der Bahn eiserner Strassenbrücken.* Wiedeń 1874.

Pestalozzi. *Eiserner Brückenbelag.* Zurych 1876.

Winkler: *Uiber das Zores-Eisen als Belag für eiserne Strassenbrückcn. Woch. d. österr. Ing. u. Arch. Ver.* 1876.

Osthoff: *Eiserne Bahndurchlässe in Curven. Woch. d. öster. Ing. u. Arch. Ver.* 1876.

Secfehlner: *Die Strassenüberbrückungen der Budapester Verbindungsbahn. Zeitschr. d. Arch. u. Ing. Ver. zu Hannover.* 1877.

Rziha F.: *Eisenbahn Unter. u. Oberbau.* 2. tom. *Brückenbau.* Wiedeń 1877.

Krohn: *Dimensionirung von Blechbalkenbrücken Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing.* 1878.

Gabriely: *Constructionsdetails für eiserne Brücken.* Hradec 1879.

Morandière: *Construction des ponts et viaducs.* Paryż 1880.

Winkler: *Vorträge über Brückenbau. Querconstructionen.* Wiedeń 1882.

Thullie: Rozkład ciśnienia przez warstwę żwiru. Czasop. techniczne 1883 i *Wochenschr. des österr. Ing. u. Arch. Ver.* 1882.

Lucas: *Studie über die Gewichte von Blechträgern. Civilingeniur.* 1882.

Zimmermann: *Trägheitsmomente, Widerstandsmomente u. Gewichte genieteter Blechträger.* Berlin 1885.

Croizette Denoyers: *Cours de constructions des ponts.* Paryż 1885.

Leber M. von: *Die neue Brückenverordnung.* Wiedeń 1888.

Stöckl und Hauser: *Hilfstabellen für die Berechnung eiserner Träger.* 1888. 2. wyd. 1897.

Haeseler E.: *Die eisernen Brücken.* Brunszwik. 1888–1900.

Schäffer, Sonne und Landsberg: *Handbuch der Ingenieurwissenschaften. II. B. 2. Abth. Brückenbau.* 2. wyd. Lipsk 1891.

Mantel: *Normaltypen von Blechbalkenbrücken für die neuen Linien der schweizerischen Nordostbahn. Schw Bauzeitung.* 1891.

Die Monier-Bauweise: *Abth. Brücken, Durchlässe und Tunnele.* Berlin 1891.

Dr. Kresnik: *Zur Berechnung von Eisenbahnbrücken u. Bögen. Zeitschr. des österr. Ing. u. Arch. Ver.* 1892.

Velflík Albert Vojtěch: *Stavitelstvi mostni. Dil I.* Praga 1896.

Tschertou Fr.: *Der Brückenbau.* Wiesbaden 1903.

SPIS RZECZY.

Str.

§. 1. Wstęp 1

I. Mosty o belkach litych.

§. 2. Belki szynowe 1
§. 3. Kształtówki I 2
§. 4. Układ belek 2

II. Belki blaszane.

§. 5. Przekrój belek blaszanych 3
§. 6. Ścianka 11
§. 7. Żebra 14
§. 8. Nity 15
§. 9. Belki ciągłe 18
§. 10. Pasy wzmocnione i skrzyniowe 19

III. Ustrój poprzeczny mostów kolejowych.

§. 11. Przekrój poprzeczny mostu 19
§. 12. Tężniki poprzeczne 20
§. 13. Podkłady poprzeczne 22
§. 14. Utwierdzenie podkładów poprzecznych 24
§. 15. Utwierdzenie podkładów podłużnych 25
§. 16. Obliczenie podkładów poprzecznych 26
§. 17. Obliczenie podkładów podłużnych 27
§. 18. Bezpośrednie podparcie szyn 28
§. 19. Podłużne podkłady żelazne 28
§. 20. Dylina 29
§. 21. Żwirówka 30
§. 22. Podłużnice 32
§. 23. Połączenie podłużnic z poprzecznicami 32
§. 24. Obliczenie przekroju podłużnicy 34
§. 25. Poprzecznice 35
§. 26. Przytwierdzenie poprzecznic do belek głównych 36
§. 27. Ciśnienie na poprzecznicę 37

Str.
§. 28. Obliczenie sił wewnętrznych poprzecznicy 38
§. 29. Poprzecznice dla dwojaków 40
§. 30. Chodniki zewnętrzne 42
§. 31. Obliczenie wsporników 44
§. 32. Poręcze 47
§. 33. Tężniki poziome 48
§. 34. Urządzenie w łukach 50
§. 35. Mosty ukośne 56
8. 36. Zakończenie mostu 58
§. 37. Mosty w spadzie 60

IV. Ciężar własny.

§. 38 Ciężar belek głównych 60
§. 39. Ciężar podłużnic 67
§. 40. Ciężar poprzecznic 74
§. 41. Ciężar pokładu mostów kolejowych 74
§. 42. Ciężar całkowity mostu blaszanego kolejowego 75

V. Pomost mostów drogowych.

§. 43. Szerokość mostu 81
§. 44. Pomost 81
§. 45. Dylina 82
§. 46. Bruk drewniany 83
§. 47. Żwirówka 85
§. 48 Pokrycie asfaltowe 86
§. 49. Pokrycie betonowe 87
§. 50. Bruk kamienny 87
§. 51. Rozkład ciśnienia przez pokrycie pomostu 88
§. 52. Dylina 90
§. 53. Płyty kamienne 91
§. 54. Sklepienia 95
§. 55. Płyty z żelaza lanego 97
§. 56. Płyty stalowe 98
§ 57. Kształtówki 99
§. 58. Blacha falista 104
§. 59. Pomost korytowy 111
§. 60. Blachy zwisłe i łukowe 112
§. 61. Blachy wypukłe 117
§. 62. Mosty kanałowe i wodociągowe 120
§. 63. Ciężar belek głównych mostów drogowych 121

VI. Poręcze, łożyska i zakończenie mostu.

§. 64. Ustrój poręczy mostów drogowych 128
8. 65. Słupy poręczy 128
§. 66. Przytwierdzenie słupków 129

Str.
§. 67. Pochwyt 130
§. 68. Ścianka poręczy 132
§. 69. Przerwy w poręczach. 133
§. 70. Ciężar poręczy 133
§. 71. Ustrój łożysk 134
§. 72. Połączenie łożyska z murem 135
§. 73. Wymiary 136
§. 74. Łożyska kołyskowe 137
§. 75. Zakończenie mostów drogowych 137
§. 76. Przykład. Obliczenie i projekt mostu kolejowego 138
§. 77. Przykład. Obliczenie mostu drogowego 155

Dodatek.

Literatura 175

POLITECHNIKA ŚLĄSKA BIBLIOTEKA GŁÓWNA w Gliwicach

Sprostowanie omyłek.

Str.	wiersz	jest	ma być
8.	4. z góry	nakładek	kątówek
13.	4. z dołu	$3\,M' - d^2\,\pi\,\tau_1\,f$	$6\,M - 2\,d^2\,\pi\,\tau_1\,f$
62.	11. z góry	$\beta\,\gamma$	$\beta_2\,\delta_2$
63.	1. z dołu	rys. 8.	— —
76.	5. z góry	$\alpha_2\,c^2 + \delta_2$	$\alpha_2\,c' + \delta_2$
76.	13. z dołu	16·3	20·97
76.	12. „	18·0	22·60
77.	12. „	poziomych według rów 21.	pionowych według równ. 21.
122.	5. „	454	400
122.	15. „	496	400
122.	25. „	560	414
127.	11. z góry	$814{\cdot}7 + 9{\cdot}7\,l$	$664{\cdot}7 + 9{\cdot}7\,l$
127.	12. „	$769{\cdot}5 + 15{\cdot}35\,l$	$569{\cdot}5 + 15{\cdot}35\,l$
127.	21. „	$735{\cdot}7 + 8{\cdot}6\,l$	$635{\cdot}7 + 8{\cdot}6\,l$
127.	18. „	$696{\cdot}0 + 13{\cdot}79\,l$	$496{\cdot}13{\cdot}79\,l$
127.	5. z dołu	$545{\cdot}72 + 6{\cdot}93\,l$	$445{\cdot}72 + 6{\cdot}93\,l$
127.	4. „	$515{\cdot}00 + 10{\cdot}13\,l$	$315{\cdot}00 + 10{\cdot}13\,l$
142.	14. „	$\frac{\ldots + 6\,(8 - 0{\cdot}75)}{1{\cdot}8}$	$\frac{\ldots + 6\,(1{\cdot}8 - 0{\cdot}75)}{1\,8}$

BG Politechniki Śląskiej w Gliwicach
nr inw.: 11 - 11434
Dyr.1 10926/1