

TREŚĆ: Część urzędowa. Część nieurzędowa. Inż. Dr. A. Pareński: Zbiorniki retencyjne i użytkowe w dorzeczu górnego Sanu. (Dokończenie). — A. Chróścielewski: Wzmocnienie mostu kolejowego na Wiśle w Toruniu. (Dokończenie). — Wiadomości z literatury technicznej. — Recenzje i krytyki. — Nekrologja. — Sprostowanie.

Część urzędowa.

Ustawy i rozporządzenia.

1. Dziennik Ustaw Nr. 30 poz. 290: rozporządzenie Ministra Skarbu z dnia 9 IV. 1929 r. w sprawie ruchu samochodowego, motocyklowego i rowerowego przez granicę celną Rzeczypospolitej Polskiej.

2. Dziennik Ustaw Nr. 30 poz. 230: rozporządzenie ministerjalne z dnia 16 IV. 1929 r. o przeprowadzeniu meljoracji przy dokonywanej przez urzędy ziemskie przebudowie ustroju rolnego.

3. Dziennik Ustaw Nr. 32 poz. 306: rozporządzenie Ministra Przemysłu i Handlu z dnia 20 IV. 1929 r. o uzupełnieniu wykazu przedsiębiorstw wyliczonych w rozp. Prezydenta Rzeczypospolitej o ulgach dla przedsiębiorstw przemysłowych i komunikacyjnych.

4. Dziennik Ustaw Nr. 40 poz. 343: rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 23 III. 1929 r. zmieniające rozporządzenie z dnia 12 IX. 1927 r. o organizacji urzędów dróg wodnych.

5. Dziennik Ustaw Nr. 41 poz. 347: rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 10 V. 1929 r. o przepisach budowlanych na obszarze woj. wołyńskiego.

6. Dziennik Ustaw Nr. 45 poz. 376: rozporządzenie Ministrów Spraw Wewnętrznych, Skarbu i Robót Publicznych z dnia 21 V. 1929 r. o układzie polskoniemieckim co do administracji wału Kwidzyńskiego nad Wisłą.

7. Dziennik Ustaw Nr. 52 poz. 422: rozporządzenie Ministra Robót Publicznych z dnia 18 IV. 1929 r. o przepisach budowlanych na obszarze województwa łódzkiego.

8. W Monitorze Polskim Nr. 109 poz. 274: obwieszczenie Ministra Robót Publicznych z dnia 7 V. 1929 r. o sprostowaniu wykazu wód publicznych, na których Państwo ma pierwszeństwo do użytkowania siły popędowej wody.

9. W Monitorze Polskim Nr. 117 poz. 294: zarządzenie Prezydenta Rzeczypospolitej z dnia 14 V. 1929 r. o wywłaszczeniu na rzecz gm. m. st. Warszawy gruntu pod rozszerzenie ul. Filtrowej.

10. W Monitorze Polskim Nr. 139: obwieszczenie o nadaniu gm. Stanisławów uprawnienia rządowego na zakład elektryczny w Stanisławowie.

11. W Monitorze Polskim Nr. 149: sprawozdanie konferencji w Ministerstwie Robót Publicznych w sprawie jednolitości akcji meljoracyjnej.

12. W Monitorze Polskim Nr. 163: uchwała Rady Min. z d. 13 VII 1929 o dodatkowym kredycie na akcję przeciwpowodziową w województwie stanisławowskim.

Zmiany personalne.

Mianowania.

Radca ministerjalny w VI st. sł. inż. Leon Rosengart w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w V st. sł.

Radca ministerjalny w VI st. sł. inż. Walerjan Jost w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w V st. sł.

Radca ministerjalny w VI st. sł. Dr. Mieczysław Orłowicz w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w V st. sł.

Referendarz w VII st. sł. inż. Zygmunt Kuszewski w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VII st. sł. inż. Henryk Herbich w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VII st. sł. Mieczysław Szawernowski w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VII st. sł. Stanisław Krakiewicz w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VII st. sł. Mieczysław Franta w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VII st. sł. Dr. Antoni Czeczott w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany radcą ministerjalnym w VI st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. inż. Stanisław Rubiszewski w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany referendarzem w VII st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. Zdzisław Keck w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany referendarzem w VII st. sł.

Referendarz w VIII st. sł. inż. Aleksander Kobyliński w Ministerstwie Robót Publicznych, mianowany referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Warszawie: architekt powiatowy VII st. sł. inż. Stanisław Brok-Klonowski, urzędnik VII st. sł. Antoni Ryczak i urzędnik VII st. sł. inż. Aleksander Gajkowiec — radcami budownictwa w VI st. sł.; urzędnicy VIII st. sł. inż. Roman Moszyński i inż. Stanisław Modliński — referendarzami w VII st. sł.; urzędnik prowizoryczny VIII st. sł. inż. Marjan Kornella — urzędnikiem prowizorycznym w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Lublinie: urzędnik VII st. sł. inż. Kazimierz Flakowicz — radcą budownictwa w VI st. sł., inż. Franciszek Nowakowski i inż. Wacław Szczurkiewicz — referendarzami w VII st. sł. (prowizorycznie).

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Toruniu: urzędnik VII st. sł. inż. Zdzisław Kowalski — radcą budownictwa w VI st. sł.; technik budowlany VIII st. sł. Nikodem Witta — asesorem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Krakowie: urzędnik prowizoryczny VI st. sł. inż. Julian Lauterbach i urzędnicy VII st. sł. inż. Mieczysław Zagórski, inż. Juljusz Horn, inż. Alfred Samołyk, inż. Maksymilian Geisler, inż. Bolesław Swierczyński — radcami budownictwa w VI st. sł.; urzędnik prowizoryczny VII st. sł. inż. Bronisław Tylka i urzędnik VIII st. sł. inż. Antoni Chlipalski — referendarzami w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) we Lwowie: urzędnicy VII st. sł. inż. Czesław Gołkowski, inż. Aleksander Drexler, inż. Jan Barwiński, inż. Jan Czackowski, inż. Albert Wciślak, inż. Karol Freund — radcami budownictwa w VI st. sł.; urzędnicy powizoryczni VII st. sł. inż. Julian Nawrocki, inż. Władysław Ruebenbauer, inż. Mieczysław Kastner, inż. Aleksy Biliński — referendarzami w VII st. sł.; urzędnik VIII st. sł. inż. Ludwik Janik — referendarzem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Tarnopolu: urzędnik prowizoryczny VI st. sł. Józef Wołoszyn, inż. powiatowy VII st. sł. inż. Leon Baraniewski, urzędnicy VII st. sł. inż. Wacław Alda, inż. Kornel Paar, inż. Franciszek Przewirski — radcami budownictwa

w VI st. sł.; urzędnicy prowizoryczni VII st. sł. inż. Władysław Zamorski, inż. Adolf Tinz, inż. Józef Piwoński, inż. Bronisław Brzozowski, urzędnik VIII st. sł. inż. Stefan Morawek i urzędnik prowizoryczny VIII st. sł. Eugenjusz Eberle — referendarzami w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Stanisławowie: referendarze w VII st. sł. inż. Kazimierz Sokołowski, inż. Juljusz Gefall, inż. Ludwik Ebner i urzędnik VII st. sł. inż. Józef Pielasz — radcami budownictwa; urzędnicy prowizoryczni VII st. sł. inż. Tadeusz Hickiewicz, inż. Bronisław Kułakowski — referendarzami w VII st. sł.; urzędnicy VIII st. sł. inż. Stanisław Rzewuski, inż. Feliks Łowczyński, inż. Stefan Czernik — referendarzami w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Nowogrodzku: architekt powiatowy VII st. sł. inż. Stanisław Wołkanowski — radcą budownictwa w VI st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Brześciu n/B: radca budownictwa w VI st. sł. inż. Jan Moszyński — Dyrektorem Robót Publicznych w V st. sł.; inż. Władysław Żukowski — urzędnikiem prowizorycznym VI st. sł.; technik mierniczy VIII st. sł. Piotr Komocki — asesorem w VII st. sł.

Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Wilnie: urzędnicy VII st. sł. inż. Józef Chmielewski i inż. Włodzimierz Laskowski — radcami budownictwa w VI st. sł.

Śląski Urząd Wojewódzki (Dyrekcja Robót Publicznych) w Katowicach: urzędnicy VII st. sł. inż. Roman Kawecki i inż. Henryk Parnas — radcami budownictwa w VI st. sł.

Dyrekcja Dróg Wodnych w Warszawie: urzędnik prowizoryczny w VIII st. sł. inż. Klemens Pszenicki — urzędnikiem prowizorycznym VII st. sł.; urzędnicy VIII st. sł. Jerzy Jodłowski i Zdzisław Świrski — asesorami w VII st. sł.

Dyrekcja Dróg Wodnych w Wilnie: urzędnicy VII st. sł. inż. Edmund Wędziński i inż. Mieczysław Michalewicz — radcami budownictwa w VI st. sł.

Przeniesienia.

Inż. Ignacy Prosiński, radca budownictwa VI st. sł. z Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Białymstoku — do służby w resorcie Ministerstwa Komunikacji.

Inż. Władysław Dunin, radca budownictwa VI st. sł. z Biura Projektu Meljoracji Polesia w Brześciu n/B — do Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Łodzi.

Inż. Zbigniew Neczaj-Hruzewicz, urzędnik prowizoryczny VI st. sł. z Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Łucku — do Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Lublinie.

Inż. Jerzy Majmeskuł, urzędnik VII st. sł. z Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Brześciu n/B — do Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Łucku.

Inż. Aleksy Kurhanowicz, urzędnik prowizoryczny VII st. sł. z Dyrekcji Dróg Wodnych w Warszawie — do Urzędu Wojewódzkiego (Dyrekcja Robót Publicznych) w Białymstoku.

Przeniesienia na emeryturę.

Inż. Władysław Ziemiński, radca budownictwa w V st. sł. w Urzędzie Wojewódzkim (Dyrekcja Robót Publicznych) we Lwowie

Zwolnienia.

Inż. Jan Mieszkowski, urzędnik VII st. sł. w Urzędzie wojewódzkim (Dyrekcja Robót Publicznych) w Lublinie — na własną prośbę.

Inż. Jan Radwan, urzędnik prowizoryczny VII st. sł. w Urzędzie Wojewódzkim (Dyrekcja Robót Publicznych) w Łucku — na własną prośbę.

Część nieurzędowa.

Inż. Dr. Aleksander Pareński.

Zbiorniki retencyjne i użytkowe w dorzeczu górnego Sanu.

(Dokończenie).

Uwzględniając dla całkowitej objętości wielkiej wody wynoszącej dla danego dorzecza 32,500.000 m^3 , wysokość górnej warstwy = 4,7 m , jako dla wyzyskania siły wodnej nieużyteczną otrzymano zapas pracy zbiornika dla pozostałej wysokości spiętrzenia = 39,3 m , 5,638 000 KWG. Długość zapory w koronie wynosiłaby 350 m , a kubatura muru od 236.000 do 241.000 m^3 — uwzględniając przytem 6 m głęboki fundament.

Wykupno gruntów dla tego zbiornika przedstawia się podobnie jak przy poprzednim z tą jednak różnicą, że na obszarze zalewowym wynoszącym około 711 ha znajduje się mniej lasu około 20% a więcej pól ornych, łąk i pastwisk, razem około 30%, reszta to nieużytki i łożysko rzeki. Pozatem należałoby wywłaszczyć około trzydzieści kilka zagród włościańskich, szczególnie w gminach Wołkowyja i Zawóz.

Przełożenie dróg również nie natrafia tu na znaczniejsze trudności. Całkowita długość dróg gminnych w obszarze zalewowym wynosi bowiem około 7,5 km , a jedynym kosztowniejszym obiektem w ciągu tego przełożenia byłby most w najwęższym miejscu zbiornika (rys. 4) prowadzący odnogę lewobrzeżnej drogi do gminy Zawóz położonej na prawym brzegu rzeki.

Oba opisane zbiorniki miałyby sumaryczną objętość 210 milionów m^3 , w czem 81,3 milj. m^3 musiałyby być stale opróżnione w oczekiwaniu fali powodziowej, a obję-

tość ta byłaby zupełnie wystarczającą do zamagazynowania całkowitej objętości wielkiej wody z dorzecza o wielkości 955 km^2 . W pozostałej objętości 128,7 milj. m^3 byłby nagromadzony zapas pracy (nie uwzględniając położenia zakładu o sile wodnej, jedynie największą użyteczną głębokość zbiornika) około 10 milj. KWG.

Szczegółowe daty dotyczące opisanych zbiorników zestawiono w tabeli VIII-mej.

Oba te zbiorniki są dla retencji rzeki Sanu podstawowymi, przyczem dadzą się również wyzyskać dla produkcji siły wodnej. Gdyby jednak chodziło przeważnie o wyzyskanie siły wodnej górnego dorzecza Sanu t.j.: dorzecza obejmującego obszar źródłowy rzeki aż do ujścia Solinki z drugorzędem uwzględnieniem ochrony przed powodzią to miarodajną jest koncepcja Prof. Dr. Pomianowskiego opisana w kilkakrotnie już cytowanej pracy.

Poza opisanymi zbiornikami należałoby jeszcze zwrócić uwagę na dogodne miejsca zamknięcia dolin w omawianem dorzeczu, które również dadzą się wyzyskać dla celów powodziowych i użytkowych.

3. Pierwszem takim miejscem byłaby dolina Sanu między Zórawinem a Dydiową (rys. 6). Warunki dla zamknięcia doliny pod Zórawinem wprost idealne. Wysokość spiętrzenia 31 m długość korony muru 265 m a kubatura 103.000 m^3 . Powierzchnia zalewu 660 ha pokryłaby obok koryta rzeki przeważnie nieużytki, oraz niewiele lasu

Tabela VIII.

Rzeka, potok	Zbiornik, przegroda	Km — rzeki	Wysokość spiętrzenia		Powierzchnia zalewu	Powierzchnia dorzecza	Objętość zbiornika	Najw. woda		Zapasy pracy po uwzględnieniu całkowitej retencji*)	Średni roczny odpływ w roku suchym	Wysokość spiętrzenia wody roboczej	Długość zapory w koronie	Objętość muru zapory	Wysokość muru wraz z fundamentem	Najw. szerokość stopy muru	Przełożenie dróg	Największy opad w ciągu doby	Spad rzeki na długości zbiornika
			m.n.p. m. A.	ha				m ³ /s	mlj. m ³										
San	Rajskie-Krywe	349,3—360,3	420,9—464,1	787	560,4	106,1	838	564	48,75	4,176	12,5	36,4	320	212.000	51,2	40,5	7,0	84	3,93
Solinka	Polańczyk-Terka	4,0—15,0	377,0—421,0	711	373,7	104,2	647	376	32,51	5,638	8,0	39,3	350	239.000	52,0	41,0	7,5	87	4,00
San	Żórawin-Dydlowa	387,3—396,3	566,4—597,4	660	193,5	68,2	445	209	18,06	2,807	4,5	28,0	265	103.000	39,0	38,1	3,80	91	5,60
San	Zatwarnica-Dwerniczek	365,1—374,8	488,0—522,0	619	484,2	70,2	755	482	41,64	1,540	10,5	27,0	300	135.000	42,0	35,7	4,25	86	3,49
Wołosaty	Stuposiany-Ustrzyki górne	5,0—11,0	574,2—625,0	484	106,0	73,5	305	122	10,50	4,176	2,4	48,3	500	436.000	59,0	50,1	7,25	99	8,46
Solinka	Buk-Dołżyca	22,0—27,2	475,1—508,0	220	135,5	24,1	354	151	13,01	0,598	3,2	26,9	150	65.000	41,0	34,3	5,70	96	6,27
Wetlina	Polanki-Jaworzec	0,4—7,9	472,6—522,0	304	160,0	49,4	391	174	15,04	3,051	4,8	44,4	310	249.000	57,4	48,3	—	94	6,59
Solinka	Polanki-Dołżyca	20,2—27,2	464,1—508,0	469	295,5	68,73	562	301	26,00	3,281	7,0	38,4	300	205.000	52,0	44,2	7,75	88	6,27

Tabela IX.

Rzeka, potok	Zbiornik, przegroda	Km — rzeki	Wysokość spiętrzenia		Powierzchnia zalewu	Powierzchnia dorzecza	Objętość zbiornika	Najw. woda		Zapasy pracy po uwzględnieniu całkowitej retencji*)	Średni roczny odpływ w roku suchym	Wysokość spiętrzenia wody roboczej	Długość zapory w koronie	Objętość muru zapory	Wysokość muru wraz z fundamentem	Najw. szerokość stopy muru	Przełożenie dróg	Największy opad w ciągu doby	Spad rzeki na długości zbiornika
			m.n.p. m. A.	ha				m ³ /s	mlj. m ³										
San	Żórawin-Dydlowa	387,3—396,3	566,4—597,4	660	193,5	68,2	445	209	18,06	2,807	4,5	28,0	265	103.000	39,0	38,1	3,80	91	5,60
San	Zatwarnica-Dwerniczek	365,1—374,8	488,0—522,0	619	484,2	70,2	755	482	41,64	1,540	10,5	27,0	300	135.000	42,0	35,7	4,25	86	3,49
Wołosaty	Stuposiany-Ustrzyki górne	5,0—11,0	574,2—625,0	484	106,0	73,5	305	122	10,50	4,176	2,4	48,3	500	436.000	59,0	50,1	7,25	99	8,46
Solinka	Buk-Dołżyca	22,0—27,2	475,1—508,0	220	135,5	24,1	354	151	13,01	0,598	3,2	26,9	150	65.000	41,0	34,3	5,70	96	6,27
Wetlina	Polanki-Jaworzec	0,4—7,9	472,6—522,0	304	160,0	49,4	391	174	15,04	3,051	4,8	44,4	310	249.000	57,4	48,3	—	94	6,59
Solinka	Polanki-Dołżyca	20,2—27,2	464,1—508,0	469	295,5	68,73	562	301	26,00	3,281	7,0	38,4	300	205.000	52,0	44,2	7,75	88	6,27

*) Przy obliczeniu zapasu pracy uwzględniono tylko wysokość spiętrzenia wody użytkowej t. j. od dna potoku (rzeki) do dolnej płaszczyny warstwy, która stale będzie próżną dla przyjęcia wody powodziowej. Oczywiście, przy uwzględnieniu położenia zakładu o silie wodnej, podany w tabeli zapas pracy może się powiększyć nawet kilkakrotnie.

i pastwisk. Zagród włociańskich niema do wywłaszczenia. Zbiornik ten o pojemności 68 milj. m³ posiadałby po uwzględnieniu całkowitej retencji z dorzecza o powierzchni 199 km², zapas pracy około 2,8 milj. KWG.

4. Podobnie korzystnie przedstawia się zamknięcie przegrodą doliny Sanu pod Zatwarnicą, (rys. 7) któreby utworzyło zbiornik o pojemności 70 milj. m³ zamykający 484 km² powierzchni dorzecza o powierzchni zalewowej = 619 ha. Największa głębokość wynosiłaby tu 34,0 m a kubatura muru przegrody około 135.000 m³. Zapas pracy po uwzględnieniu retencji z całego dorzecza wyraża się cyfrą 1,54 milj. KWG. W razie wspólnego działania retencyjnego ze zbiornikiem wyżej położonym między Żórawinem a Dydiową zmniejszyłaby się objętość zbiornika potrzebna do uchwycenia w. wody z 41,6 milj. m³ na 16,5 milj. m³, a zapas pracy nagromadzony w tym zbiorniku wzrósłby do 3.325 milj. KWG. Wywłaszczenie gruntów powierzchni zalanej jest łatwe a siedzib ludzkich z wyjątkiem małego folwarku — niema żadnych do wywłaszczenia. Przełożenie dróg gminnych wynosiłoby około 4,5 km długości.



Rys. 6.

Oba te górne zbiorniki na Sanie (rys. 6 i 7) jak i następne podano jako ewentualne alternatywy szczególnie do wyzyskania sił wodnych zbiornika opisanego pod 1., który sam w zupełności wystarcza do ujęcia całej wody powodziowej Sanu w przekroju pod Rajskim, posiadając przytem znaczny zapas pracy.

Z dopływów Sanu względnie Solinki zasługują na uwagę dolina potoku Wołosaty samej Solinki w średnim jej biegu oraz dolina dopływu Solinki, Wetliny.

5. Jeżeliby chodziło o jaknajwiększą objętość zbiornika w dolinie potoku Wołosaty (rys. 8), możnaby wodę spiętrzyć w km 5,0 tego potoku w gminie Słupusiany na

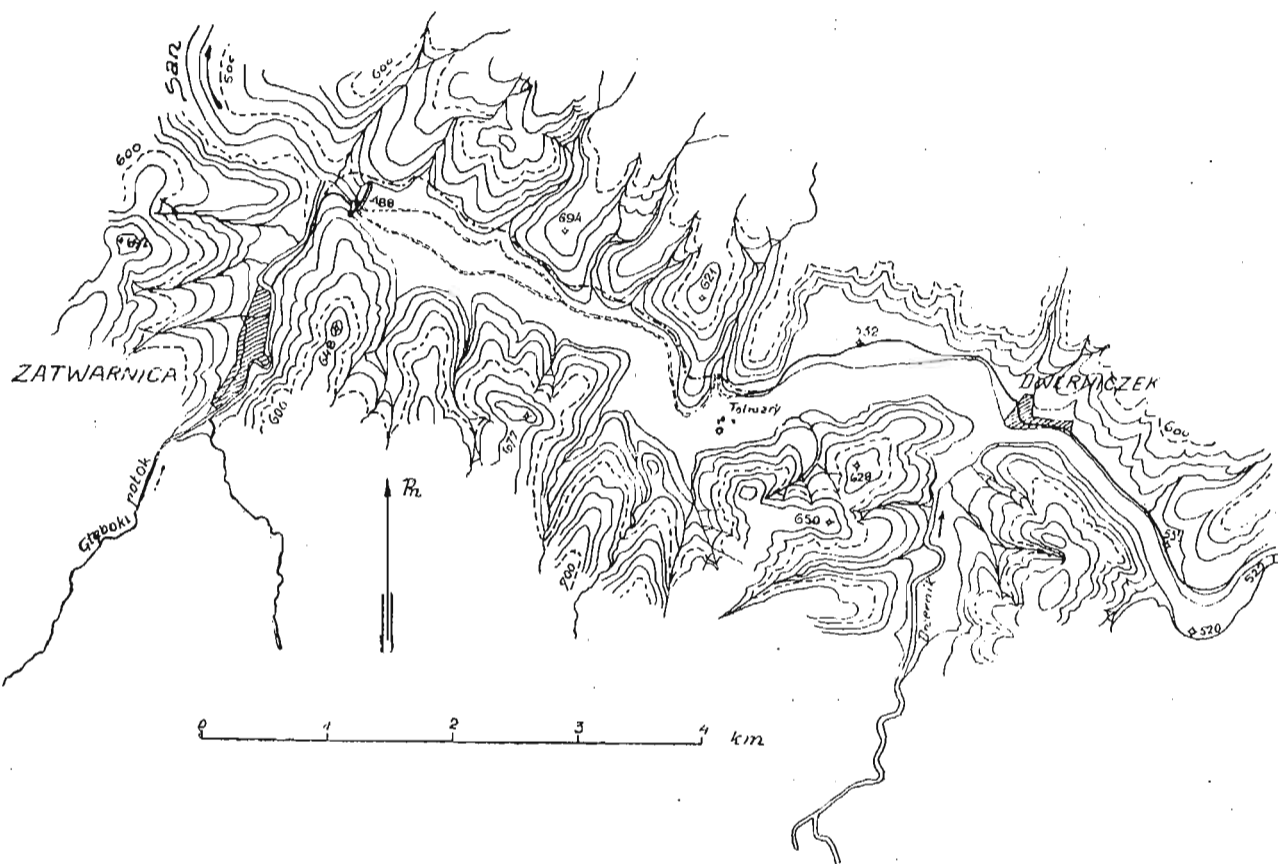
50,8 m wysokości uzyskując tem samym zbiornik o pojemności około 73,5 milj. m^3 , oraz powierzchni zalewu 434 ha. Wysokość spiętrzenia sięgałaby wówczas od znamienia 574,2 do 625,0 m n. p. m. A. t. zn. poziom ten przy pełnym zbiorniku byłby wyższy od takiego poziomu zbiornika Żórawin—Dydiowa o 27,6 m (poziom pełnego zbiornika w Dydiowej miałby cechę 5.974 m). Uwagę tę uwzględniłem ponieważ prof. Dr. Pomianowski projektuje utworzenie obydwóch zbiorników t. j. Żórawin—Dydiowa i Wołosianka (błąd w nazwie ponieważ potok Wołosianka i wieś Wołosianka znajduje się w dorzeczu Oporu) w jednakim poziomie spiętrzenia 600 m n. p. m. A. i połączenia obydwóch zbiorników sztolnią 2,3 km długą a to celem wyrównania poziomów i łatwiejszego wyzyskania średniego

zapasu pracy nie mówiąc, już o retencji, która by musiała odpaść prawie zupełnie.

Ze względu na koszt budowy byłby omawiany zbiornik najdroższym z grupy zbiorników przedstawionych w niniejszej pracy.

6. Ostatnie wreszcie doliny nadające się bardzo dobrze do zamknięcia są doliny Solinki wyżej osiedla Polanki i potoku Wetliny. Narzucają się tu wyraźnie trzy alternatywy I, (rys. 9) między miejscowościami Buk i Polanki w km 22,0 rzeki Solinki II osobne zamknięcie doliny potoku Wetlina w km 0,4 wreszcie III wspólne zamknięcie Solinki i Wetliny powyżej osiedla Polanki.

I. Pierwsze zamknięcie ze względów budowlanych bardzo dogodne miałyby bowiem w koronie tylko 150 m



Rys. 7.

rocznego odpływu z większej powierzchni dorzecza dla produkcji siły wodnej.

Powierzchnia dorzecza dla zbiornika na Wołosatym od Słuposian do Ustrzyk górnych wynosiłaby 106 km^2 a średni roczny odpływ w roku suchym około 2,5 m^3 s. Koszt tego zbiornika byłby znaczny, ponieważ obok poważnej kubatury muru około 436.000 m^3 , a więc kosztownej zapory — należałoby wywłaszczyć osiedle Bereżki (rys. 8) składające się z 50 zagród włościańskich. Zapas pracy nagromadzony, w tym zbiorniku wynosiłby po uwzględnieniu retencji około 8,1 milj. KWG .

Przy uwzględnieniu projektu prof. Dra. Pomianowskiego należałoby w projekcie autora wprowadzić następujące zmiany: 1) podniesienie znamienia najwyższego spiętrzenia w zbiorniku Żórawin—Dydiowa do 600 m t. j. o 2,6 m, co spowodowałoby zalanie części wsi Dydiowa około kilkadziesiąt zagród włościańskich, które należałoby wywłaszczyć oraz 2) obniżenie najwyższego stanu zwierciadła wody w zbiorniku Słuposiany—Ustrzyki górne o 25 m t. zn. również do znamienia 600. Obniżenie to połączone jest wprawdzie ze znaczną redukcją kosztów budowy i wywłaszczenia, bowiem cofka wówczas sięgałaby tylko do osiedla Bereżki, a więc wywłaszczenie tego osiedla by odpadło — lecz także ze znaczną stratą

długości a kubatura muru wynosiłaby 65.000 m^3 . Wysokość spiętrzenia sięgałaby od znamienia 475,1 do zn. 508,0. Znaczniejszy koszt przy tym zbiorniku byłby spowodowany wykupem osiedla Buk liczącym około 40 zagród włościańskich. Przy pojemności zbiornika 24 milj. m^3 wynosiłaby powierzchnia zalewu około 220 ha. Po uwzględnieniu całkowitej retencji z pow. dorzecza 135,5 km^2 , o objętości 13 milj. m^3 zapas pracy nagromadzonej w zbiorniku wynosiłby tylko 598.000 KWG .

II. Zapora w dolinie potoku Wetlina utworzyłaby, przy spiętrzeniu wody na wysokości 49,4 m t. j. od znamienia 472,6 do zn. 522, zbiornik o pojemności 49,5 milj. m^3 , któryby przy uwzględnieniu całkowitej retencji o objętości 15 milj. m^3 posiadał jeszcze zapas pracy 3 milj. KWG . Powierzchnia dorzecza w miejscu zamknięcia tego potoku wynosi 160 km^2 , a powierzchnia zalewu około 304 ha.

Koszty budowy byłyby znacznie większe jak przy zbiorniku poprzednim, ponieważ przy długości korony zapory 310 m wynosi kubatura muru 248.000 m^3 lecz wykupno ewentualnie wywłaszczenie gruntów nie natrafia tu na żadne trudności, ponieważ powierzchnia zalewu tego zbiornika nie pokrywa żadnych siedzib ludzkich, ani pól ornych tylko około 25% lasu a reszta to pastwiska, nieużytki i łożysko rzeki.

III. Ostatnia wreszcie alternatywa t. j. zamknięcie obu dolin tuż po ujściu Wetliny do Solinki w *km* 20,2 utworzyłyby przy spiętrzeniu wody na wysokość 43,9 *m* t. j. do znamienia 508 — zbiornik o pojemności 68,7 milj. m^3 . Zbiornik ten obejmowałby swym działaniem dorzecze o wielkości 296 km^2 a powierzchnia zalewu nie przekraczałaby 470 *ha*.



Rys. 8.

Przy próżnej górnej warstwie o pojemności 26 milj. m^3 wynosi zapas pracy tego zbiornika 3,3 milj. *KWG*. Sama zaporę posiadałaby w koronie 300 *m* długości a objętość muru 205.000 m^3 . Wywłaszczenie gruntów jak przy alternatywie I. i II.

Inne daty dotyczące zapór i zbiorników opisanych pod 3) do 6) podano w zestawieniu tabeli IX-tej.

Oczywiście, że najważniejszymi zbiornikami ze względu na wstrzymanie fali powodziowej pozostają zbiorniki na Sanie pod Rajskim oraz na Solince pod Polańczykiem, ponieważ są dla tego celu zupełnie wystarczające.

Koncepcje opisane pod 3, 4, 5 i 6 podano jako ewentualności możliwe do łatwego wykorzystania średniego rocznego odpływu celem produkcji siły wodnej, oraz wyrównania stanów wód t. j. podniesienia stanów niskich i obniżenia stanów najwyższych. To działanie zbiorników ma znaczenia dla żeglugi nie tylko na Sanie, lecz i na Wiśle, gdyż wpływ jego sięgałby na Wisłę aż do Warszawy.

Wpływ ten dzisiaj trudno cyfrowo określić z powodu braku dokładniejszych danych statystycznych byłby jednak niewątpliwie znaczny, ponieważ we wszystkich opisanych zbiornikach zapas wody nawet przy pustej górnej warstwie, byłby znaczny a praca turbin rozkładałaby ten zapas jakoteż ciągle przyplływ, dość jednostajnie.

Zainteresowanie się sprawą budowy zbiorników retencyjnych i użytkowych wzrosło w ostatnich czasach a sprawa ta niejednokrotnie była w prasie fachowej omawiana. Ma ona swoich zwolenników, lecz i przeciwników nie brak.

Nawet w prasie codziennej pojawiają się tu i ówdzie jaskółki o staraniach zagranicznych kapitałów celem uzyskania konsensu do elektryfikacji, w czym zbiorniki karpackie ważną odgrywają rolę.

Sprawa ta ma także ważne znaczenie w polityce, ponieważ nasuwa się tu pytanie¹⁾: Skąd będziemy czerpali energję w przypadku, gdyby nasze obecne źródła zasobu energji, leżące w pasach granicznych, stały się podczas wojny terenem walk, lub co gorsze zostały zajęte? I ten moment powinien być dla jak najszybszego rozpoczęcia budowy tych zbiorników nie tylko miarodajny, ale i decydujący.

Przeciwnicy budowy zbiorników użytkowych posługują się chętnie argumentem, drogiej produkcji energji zapomocą siły wodnej w kraju o nieprzebranych zasobach węgla.

Legenda ta została już dawno rozwiana, tem że najściślejsze obliczenia wykazały największą rentowność i najtańszą produkcję w elektrowniach kombinowanych t. j. częściowo o produkcji termicznej (trzon diagramu pracy), i częściowo wodnej (pokrycie szczytów tego diagramu), jeżeli kapitał włożony ma na celu tylko produkcję energji.

Jeszcze korzystniej przedstawia się sprawa przy zbiornikach karpackich, które w pierwszej linii mają zapobiegać klęskom powodzi a jako produkt drugorzędny niejako dodatkowo uzyskuje się siłą wodną. W tym wypadku koszt produkcji 1 *KWG* trudno obliczyć — będzie on jednakowoż zawsze znacznie niższy od takiego kosztu produkcji termicznej elektrowni leżącej nawet w samym zagłębiu węglowym. Jako przykład niechaj służy produkcja elektrowni zbiornika rzeki Möhe²⁾ (w środku zachodnio-niemieckiego zagłębia węglowego), której cena sprzedaży 1 *KWG* wynosi 2 fenigi.

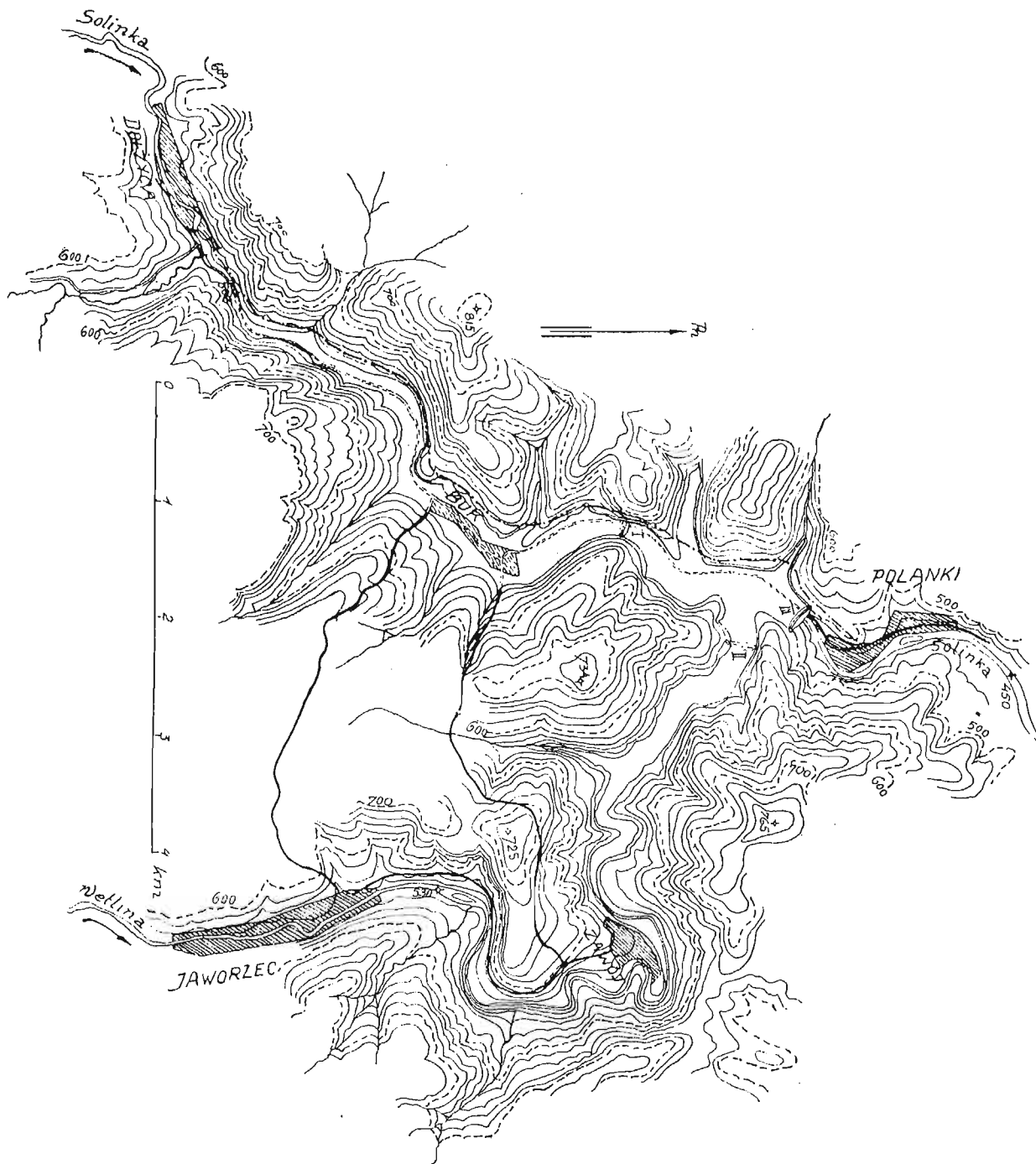
Wreszcie należy przytoczyć o tej sprawie zdania wybitnych naszych fachowców wypowiedziane w ostatniej dobie na I-wszym Polskim Zjeździe Hydrotechnicznym. Zdanie byłego długoletniego Ministra Robót Publ. i Prof. Politechniki Warszawskiej Inż. M. Rybczyńskiego „W Polsce wyzyskanie energji wodnej jest jeszcze na bardzo niskim stopniu rozwoju. Obfitość węgla i innych źródeł energji cieplnej, a równocześnie brak wielkich

¹⁾ A. Pareński: „Znaczenie i postępy wyzyskania sił wodnych“. *Przegląd Techn.* 1928.

²⁾ A. Pareński: „Gospodarka wodna w Reńsko-Westfalskiem zagłębiu przemysłowym“ *Przegląd Techn.* 1929.

i tanich źródeł energii wodnej, przy wielkiej drożźnie kapitału opóźnia rozbudowę zakładów wodno-elektrycznych. Mimo to geograficzny rozkład naszych źródeł energii, i co zatem idzie, względy strategiczne, nie pozwalają na zupełne zaniechanie tych darów natury. Istota naszych sił wodnych, charakteryzujących się ogromną różnicą w objętości odpływów niskich i wysokich, czyni sprawę regulacji odpływów zapomocą magazynowania niemniej aktualną, niż gdzieindziej.

duże różnice pomiędzy wodami niskimi a wielkimi. Stale powtarzające się powodzie nakazują zużytkować też same zbiorniki dla retencji wód powodziowych. Równocześnie trudności zachodzące przy uszlachetnianiu górnej Wisły dałyby się w dużym stopniu usunąć, gdyby można powiększyć, zapomocą regulacji odpływu, ilość wody przepływającej w czasie niskich letnich i jesiennych stanów. Choć więc budowa zbiorników i opartych na nich zakładów wodnych jest przedsięwzięciem kosztownym, to



Rys. 9.

Dlatego konieczność uzgadniania konfliktów jakie mogą zajść przy różnorodnym wyzyskaniu wody, będzie u nas również na porządku dziennym.

Konieczność ta występuje zresztą i z innych względów, a mianowicie z powodu znaczenia, jakie rzeki nasze posiadają dla rolnictwa.

Przypatrzmy się tej kolizji interesów w dwóch zasadniczych typach rzek — w rzekach górskich i nizinnych.

Karpackie dopływy Wisły i Dniestru posiadają względnie duże zasoby energii zwłaszcza, jeżeli zapomocą sieci zbiorników zniweluje się

jeżeli część kosztów magazynowania wody przejmie na siebie Państwo z tytułem ulepszenia drogi wodnej i retencji powodziowej, wówczas sfinansowanie zakładu wodno-elektrycznego może być nietylko umożliwiające, ale nawet łatwe, o ile więc w planie gospodarczym zbiornika da się uzgodnić różne rodzaje wykorzystania wody, wówczas realizacja przedsięwzięcia nie będzie trudna¹⁾

¹⁾ Prof. Inż. Mieczysław Rybczyński: „Potrzeba założenia instytucji kongresów gospodarki wodnej“ Warszawa 1929.

Głos Prof. Dr. Maks. Matakiewicza: „Niestety sprawa wyzyskania sił wodnych, mająca tak doniosłe znaczenie dla gospodarstwa narodowego, stanęła w martwym punkcie. Brak inicjatywy prywatnej, brak chęci do inwestowania kapitałów krajowych, trudność wprowadzenia kapitałów zagranicznych, ciasnota pieniężna i wysokie oprocentowania kredytów, to wszystko są powody zastoju na tem polu. A przecież jest to dział gospodarstwa, który przeznaczony jest par excellence dla inicjatywy prywatnej. Do tego pojawiają się głosy, że nasze siły wodne są zbyt małe i nieekonomiczne, a powtóre, że nie powinno się ich wogóle rozbudowywać, gdyż uczynią szkodliwą konkurencję, pracującemu już i tak w ciężkich warunkach, górnictwu węglowemu i rozwojowi wydobywania gazów ziemnych. A przecież we wszystkich krajach zachodnich, bez wyjątku, a dalej Szwecji, Norwegji i Finlandji rozbudowuje się gwałtownie siły wodne, a nawet sowiecka Rosja rozpoczęła w ostatnich latach wielkie i doniosłe prace na wyzyskaniu sił wodnych.

Co do zarzutu pierwszego t.j. małej wartości gospodarczej sił wodnych, to jest zarzut niesłuszny i niefachowy — nie można wszystkich sił wodnych w Polsce z góry dyskwalifikować. Stosownie do przyrodzonych warunków rzek i potoków okażą się pewne przedsięwzięcia, przy bliższym badaniu mniej lub więcej ekonomiczne, jednak z góry można powiedzieć, na podstawie dotychczasowych badań, że pewne zakłady mają niezmiernie korzystne warunki założenia. Powiedzmy siły wodne Dunajca dadzą niewątpliwie bardzo korzystne wyniki, dzięki obfitości odpływu i dużym spadkom, a to samo możnaby powiedzieć i o innych centrach sił wodnych.

Co do zarzutu drugiego, to niema on również uzasadnienia, gdyż rozbudowywać trzeba przede wszystkim te źródła energii, które gwarantują najtańszą produkcję a w wielu wypadkach rachunek wykaże z pewnością, że siła wodna będzie najtańszym źródłem energii. Takie stanowisko nie zaszkodzi naszemu górnictwu węglowemu, jeżeli się zważy, że zapotrzebowanie siły jest u nas dziś stosunkowo niewielkie, lecz będzie w przyszłości wzrastać w przyspieszonym tempie¹⁾.

Zdanie Prof. Dr. Karola Pomianowskiego cytowano już kilkakrotnie poprzednio. Oprócz tych głosów znaleziono i głos trochę bojaźliwy w tej sprawie, mianowicie w pracy p. Inż. T. Tillingera: p. t. „Sztuczne zasilanie Wisły“ znajduje się po wzmiance o zasilaniu Wisły zbiornikami projektowanymi w Karpatach następujące ostrzeżenie:

„Nie należy jednak zapominać i o odwrotnej stronie medalu. Największe katastrofy powodziowe powodowane są w ostatnich czasach (w Ameryce i w Italji) nie samem wylewem rzek, lecz runięciem zapór kamiennych na zbiornikach. Karpaty, pod względem solidności fundamentowania, nie przedstawiają bynajmniej warunków idealnych. To też należy się do zbiorników, mających zabezpieczyć kraj od klęsk powodzi, odnieść z wielką rezerwą i być bardzo ostrożnym w tej sprawie“.

Zarzuty te nie mają wogóle żadnego uzasadnienia, ponieważ idealnych warunków fundamentowania wogóle na świecie niema. Karpaty pod tym względem można jeszcze uważać za pierwszorzędny teren. Pozatem znana jest rzecza, że budowa dobrze zaprojektowana wykonana i utrzymywana, której ruchy kontrolowane są w krótkich odstępach czasu (n. p. co dwa tygodnie) bez kataklizmu (n. p. trzęsienia ziemi) zawalić się nie może. O ileby się ten zarzut przy budowie zbiornika uwzględniło trzeba by z równą pewnością przyjąć, że gwałtowne ruchy skorupy ziemskiej zawałają domy mieszkalne na głowy mieszkańców miasta tej wielkości co Warszawa — a pomimo to ludzie w Warszawie mieszkają i tą ewentualnością się zbytnio nie kłopotą. Wreszcie znany jest szeroki gest i sposób wykonywania budowli w Ameryce, w której trzymają się i stoją te największe dzieła inżynierskie, które projektowali względnie kontrolowali projekty wybitni inżynierowie europejscy.

Wystarczającą odpowiedź na powoływanie się na amerykański sposób budowania zapór dał prof. Materny'owi, Ziegler w tomie I swego dzieła „Der Talsperrenbau“ str. 40 (Berlin 1925). „In Deutschland wurden schon Dämme gebaut, als die Biber in Nordamerika noch die einzige Lebewesen waren, welche den Dammbau besser verstanden als manch einer“.

Inż. Aureljusz Chróścielewski.

Wzmocnienie mostu kolejowego na Wiśle w Toruniu.

(Dokończenie).

Na rys. 48 pokazano już ukończony i odwodniony cios oraz obliczoną skarpe.

W czasie trwania roboty zmontowano około 3.030 t konstrukcji żelaznej, nitując na miejscu budowy bądź ręcznie bądź pneumatycznie około 270.000 nitów. Podczas największego napięcia robót pracowało na montażu około 400 ludzi.

Na rys. 49 uwidoczniono ostatnie, licząc od strony miasta, ukończone już duże przesłone w okresie zdejmowania zeń rusztowań górnych.

VII. Ugięcie pozostające dźwigarów nowych.

Ażeby dźwigar nowy rzeczywiście nie tylko w początku swojej pracy, ale i później niósł przeznaczone dla niego 112% obciążenia ruchomego, zostawiając dla dźwigarów dawnych do niesienia po 44% tegoż obciążenia — potrzeba, aby przed połączeniem go z dawnym przesłone w jedną solidarnie pracującą całość, sztucznie doprowadzić go do stanu, w którym znajdują się dźwigary dawne, czyli nadać mu ugięcie pozostające, t. j. jakoby

sztucznie go postarzyć. Dźwigary stare, jak wiadomo, już dawno swoje ugięcie pozostające otrzymały. Jeżeliby tego zaniedbać i od razu połączyć dźwigar nowy ze starym, to z czasem, kiedy pod działaniem obciążenia ruchomego węzły dźwigara nowego otrzymałyby już ugięcie pozostające, a poprzecznicę, wobec nierównej wysokości podpór, nie rozdzielałyby już ciśnienia od obciążenia ruchomego w przyjętem do obliczenia sztywności dźwigarów stosunku, dźwigar nowy pracowałby mniej niż powinien, a dźwigary dawne — więcej.

Przewidziała to Rada Techniczna i we wniosku III protokołu Nr. 15 z posiedzenia w dniu 4 lipca 1927 roku poleciła ugięcie pozostające nadać dźwigarowi nowemu przed połączeniem go z przesłone pracującym, czyli przed zawieszeniem na nim poprzecznic.

Zastanawiając się nad sposobem nadania dźwigarowi ugięcia pozostającego najpierw przychodzi na myśl sposób, że się tak wyrażę „naturalnej“, t. j. wywołanie w każdym węźle za pomocą dźwigów, opartych o poprzecznicę tych największych obciążeń jakoby miały miejsce w węzłach przy najniegodniejszym dla każdego węzła ustawieniu dwóch równoległych pociągów normy „A“.

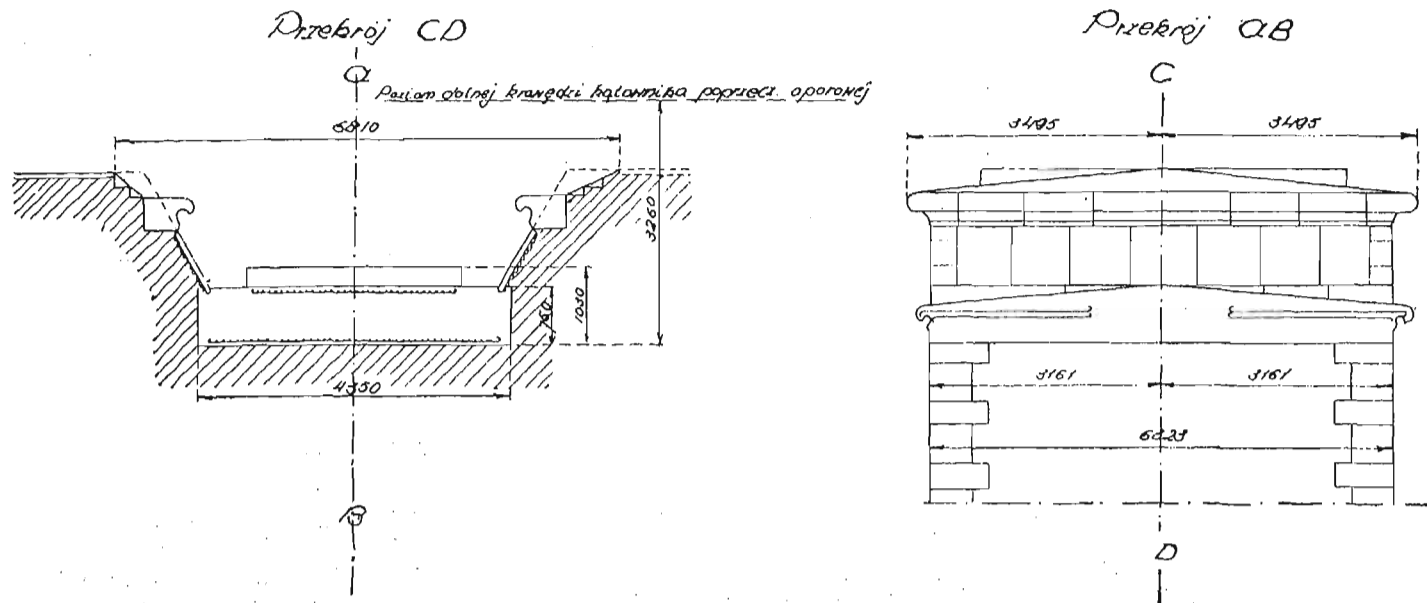
Ustanowien takich byłoby tyle, ile jest węzłów w rozpięciu, t. j. siedemnaście. Pierwsze kolejne dziewięć

¹⁾ Prof. Dr. Maksymiljan Matakiewicz: „O najważniejszych problemach gospodarstwa wodnego w Polsce“ Warszawa 1929.

ustawień a co za tem idzie i napięć na dźwigach, byłyby różne, następne osiem kolejnych napięć byłyby analogiczne do już otrzymanych uprzednio, a ustawienia byłyby także tylko odwrócone. Ponieważ każda z takich operacyj musiałaby trwać conajmniej pół godziny¹⁾, a na

starych i poprzeczniczy ku górze oraz dźwigara nowego ku dołowi.

Ponieważ pod wpływem postępowego starzenia się dźwigara nowego, drgań i t. p., będzie on powoli otrzymywał prawdziwe ugięcie pozostające, to ugięcie spręży-



Rys. 48.

odpowiednią zmianę napięć w dźwigach, podług uprzednio wykonanych obliczeń obciążenia, potrzebaby było też trochę czasu, to ta sumaryczna operacja trwałaby conajmniej dziewięć godzin. Ponieważ dźwigi, ustawione na wspornikach w węzłach dźwigara nowego lub tam, gdzie to możliwe, wewnątrz wieszadeł, opierać się miały o poprzecznicę, a te ostatnie nawet odciażone w części kolejowej odpowiednio ustawionym pociągiem, z trudnością tylko wytrzymałyby to obciążenie, dochodzące do 95,392 t w niektórych węzłach, a głównie ponieważ przy zastosowaniu tego sposobu musiałaby nastąpić dłuższa przerwa w ruchu, Dyrekcja Gdańska po uzgodnieniu z Ministerstwem Komunikacji, poleciła zastosować sposób inny, tak zwany „uproszczony”. Dodać jeszcze należy, że przy stosowaniu sposobu „naturalnego” pracowałyby, również i dźwigiary stare zasadniczo na odpór B od dwóch pociągów normy „A”, działający z dołu do góry. Prawda, że to działanie mogłoby być w pewnym stopniu zneutralizowane ciężarem własnym oraz wprowadzonym na prześło pociągiem normy „C”, gdyż „A” jeszcze nie posiadamy, lecz pociągnęłoby to za sobą znowu przerwę w ruchu.

Zasada nadania dźwigarowi nowemu ugięcia pozostającego sposobem „naturalnym” polegałaby na tem, że po każdej z siedemnastu operacyj część ugięcia pozostawałaby, jako pozostająca, a reszta znikałaby jako elastyczna. Suma tych wszystkich pozostających ugięć dałaby ogólne t. z. ugięcie pozostające.

Zasada nadania dźwigarowi nowemu ugięcia pozostającego sposobem „uproszczonym” polega na tem, że można nadać dźwigarowi nowemu narazie ugięcie elastyczne o wielkości równej obliczonemu uprzednio ugięciu pozostającemu i w tym stanie „spiąć” dźwigar nowy ze starym przesłem.

Owo ugięcie elastyczne nadane jako namiastka ugięcia pozostającego, będzie się składać z ugięcia dźwigarów

starych i poprzeczniczy będzie się wciąż zmniejszało, aż w końcu stanie się równem zeru, a ugięcie dźwigara nowego będzie wciąż rosło, aż stanie się równe ugięciu pozostającemu, takiemu jakie by on otrzymał sposobem „naturalnym”.

Pozostaje nam obecnie określić wielkość ugięcia pozostającego, ażeby wiedzieć na jakie wielkości porozsuwać węzły. Wielkość ta jest sumą dwóch składników.

Składnik pierwszy to ugięcie pozostające, otrzymujące się zazwyczaj przy próbie mostu. Zależy ono od pewnych przesunięć się względem siebie zespołów w połączeniach nitowych pod wpływem drgań, oraz od dobroci wykonania i należytego znitowania poszczególnych części.

Wielkość tę dla naszego dźwigara można otrzymać tylko porównawczo. Porównujemy w danym wypadku ugięcie naszego dźwigara z ugięciem dwutorowego mostu tczewskiego, którego przeszło jedno, o rozpiętości $l=129\text{ m}$, pod wpływem pierwszego próbnego obciążenia, jak stwierdza na str. 30 „Der Bau der neuen Eisenbahnbrücken über die Weichsel bei Dirschau” dało max. 4 mm (najmniejsze zaś było 1 mm).

Opierając się na powyższej informacji — największe ugięcie pozostające nowego dźwigara mostu toruńskiego ($l=97,2938\text{ m}$) przy pełnym obciążeniu obu torów pociągami normy „A” wyniosłoby:

$$f_1 = \frac{4 \cdot 97,2938}{129} = 3,01\text{ mm.}$$

Składnik drugi to wielkość ugięcia pozostającego, wywołanego późniejszymi wpływami dynamicznymi, postępowym starzeniem się i t. p.

Wielkość tę według „Schöchterle Verstärkung, Umbau und Auswechsellung von Eisenbahnbrücken” st. 33 określamy na zasadzie wzoru, dającego ugięcie pozostające po trzydziestu jakoby latach służby:

$$f_2 = \frac{l}{5130},$$

co dla naszego wypadku wyniesie:

$$f_2 = \frac{97293,8}{5130} = 18,96\text{ mm.}$$

¹⁾ Przepisy M. R. P. z 1926 r. mówią: Obciążenie próbne powinno trwać tak długo, jak długo zwiększa się odkształcenie jednak conajmniej 12 godzin.

O. E. Paton — Mosty żelazne — tom I. str. 580. Pociąg, ustawiony najniegodniej dla przesła, powinien stać przy próbie statycznej conajmniej pół godziny.

Wobec powyższego całe ugięcie pozostające dla dźwigara nowego będzie :

$$f = f_1 + f_2 = 3,01 + 18,96 = 21,97 \text{ mm.}$$

Ministerstwo komunikacji pismem z dnia 12 grudnia 1928 r. poleciło :

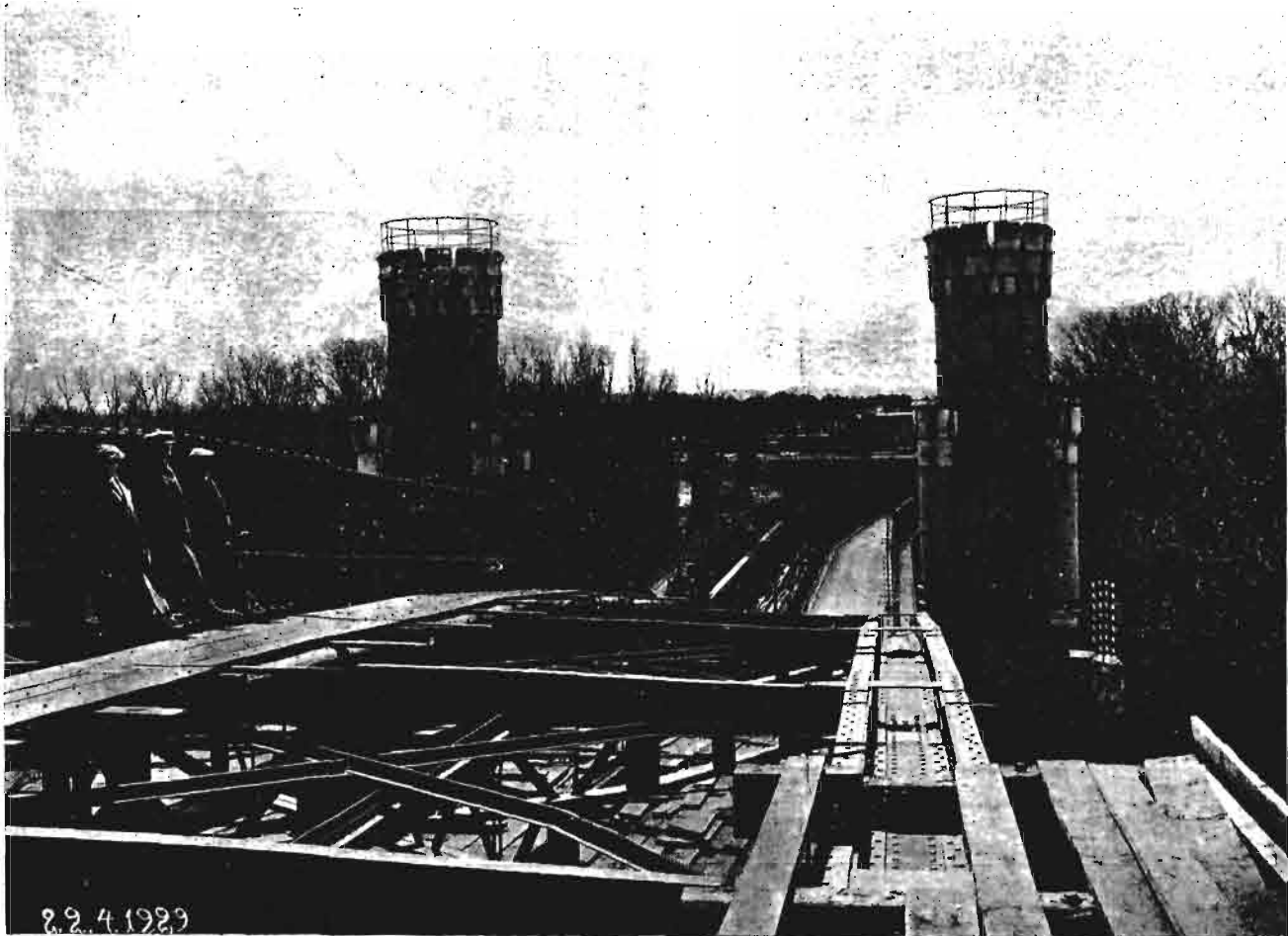
1. w węźle środkowym dźwigara przyjąć strzałkę ugięcia 21 mm, przyczem odpowiednie siły w dźwigach wywołać o ile możności jednakowej wielkości;

2. przyjąć, że linią ugięcia jest krzywa paraboliczna, według niej wyznaczyć strzałki w innych węzłach i według tych strzałek wykonać połączenie słupów dźwigara nowego z poprzecznicami, mając przytem na względzie

parabola powinna być skutkiem działania jakoby obciążenia równomiernie rozłożonego na długości przęsła. Jednakowość ciśnień na dźwigach kontroluje się za pomocą manometrów, wkręconych w każdy dźwig, jak to pokazuje rys. 50.

Po otrzymaniu tą drogą sumarycznego rozsunienia w każdym węźle ściśle pg. rzędnych paraboli i po sprawdzeniu jednakowości napięć na dźwigach przystępujemy do odpowiedniego zaklinowania poprzecznic, wstawiając pomiędzy poprzecznice i węzłówki dolne dźwigara nowego odpowiednio wykonane kliny.

Po podklinowaniu można przejść do następnej operacji, jaką jest połączenie poprzecznic przęsła dawnego



Rys. 49.

miejscowe ugięcia w węzłach drugorzędnych. Praktycznie odpowiednią strzałkę w danym węźle otrzymujemy, jak to przedstawiono na rycinie 50, za pomocą dźwigów, ustawionych na wspornikach, lub w samych wieszadłach, gdzie na to pozwala brak węzłówek, a więc jest do dźwigu łatwy dostęp. Dźwigi za pomocą stoków cisną na poprzecznice, a za ich pośrednictwem na dźwigary stare, odpór zaś działa na dźwigar nowy.

Ugięcie w tym wypadku otrzymuje poprzecznicę do góry, oba dźwigary stare — również do góry, przytem ugięcie dźwigara „A”, jako bliższego jest większe, a ugięcie dźwigara „C” mniejsze (patrz rys. 52). Dźwigar nowy otrzymuje ugięcie w dół. Suma tych ugięć wzięta w osi dźwigara nowego przedstawiona jest na rys. 57. Cyfry w nawiasach przedstawiają rzędne paraboli o strzałce środkowej 21 mm. Widzimy, jak małe różnice wypadają pomiędzy rzędnymi krzywej, a rzędnymi zastępczej paraboli, którą byśmy otrzymali licząc ściśle. Ażeby otrzymać krzywą ugięcia możliwie najbardziej zbliżoną do paraboli i żeby wszystkie poprzecznice pracowały jednakowo — napięcia na wszystkich dźwigach powinny być zgodne ze wskazówką Ministerstwa Komunikacji jednakowe, gdyż

z wieszadłami lub słupami dźwigara nowego, czyli t. zw. „spięcie”.

Obie te operacje, t. j. otrzymywania ugięcia pozostającego i połączenie przęsła starego z dźwigarem nowym, wykonywamy bez przerwy w ruchu. Jedynie punkt zerowy, dla odcięcia rzędnej paraboli ustalamy na wieszadłach i słupach oznaczając na nich poziom pasa dolnego poprzecznic przy moście nie obciążonym ciężarami ruchomymi.

Zajmiemy się obecnie określeniem wielkości ciśnienia dźwigów, potrzebnego do otrzymania przepisanej rzędnej w każdym węźle.

Pod wpływem obciążenia 1 t/m na osi dźwigara starego *A* lub *C* otrzymamy ugięcie pg. tabeli 1, wypisane w rubryce 1-szej tabeli 5-jej dla każdego węzła dźwigara.

Jeżeli obciążenie dźwigarów *A* i *C* nastąpi nie w płaszczyźnie dźwigarów *A* lub *C*, lecz w płaszczyźnie dźwigara *B* za pośrednictwem poprzecznic, to na oba dźwigary przeniesie się część tego obciążenia, przyczem na dźwigar *A* więcej, a na dźwigar *C* mniej. Odpory dźwigarów *A* i *C*, a co zatem idzie i ich ugięcia będą się miały do siebie jak odległości $b : a$ (patrz rys. 52).

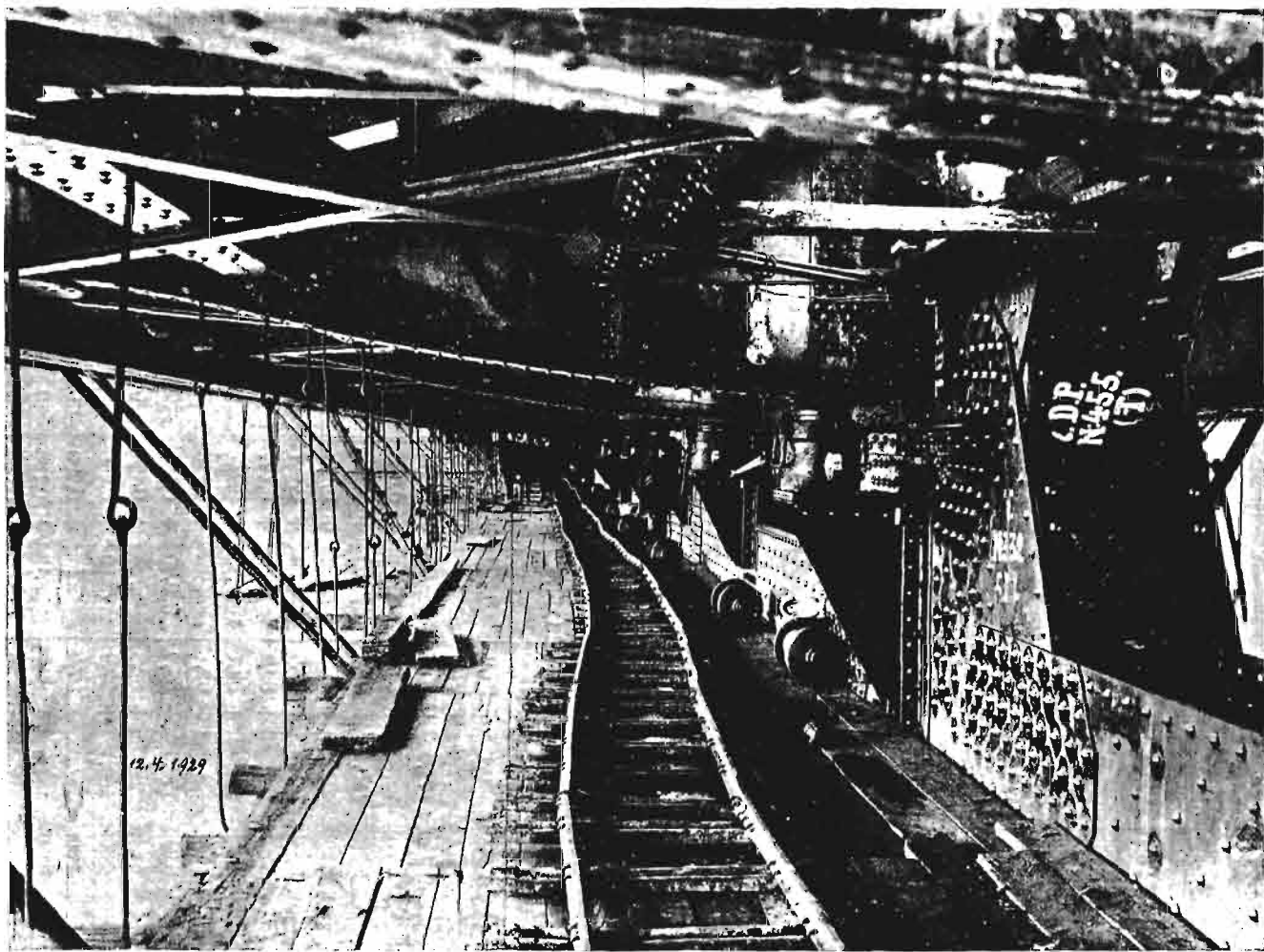
Tabela 4.

β' strzałka ugięcia nowego dźwigara dla obciążenia 1 t/m po usztywnieniu.

P r e t	Napię- cie dla obc. ruch. kg	Prze- krój pręta $F \text{ cm}^2$	Naprę- żenie $p \text{ kg/cm}^2$	Długość pręta $L \text{ cm}$	Wydłu- żenie $\Delta L = \frac{P \cdot L}{E}$ mm	Od 1 w węźle 9 (śr.)			Od 1 w węźle 7			Od 1 w węźle 5			Od 1 w węźle 3			Od 1 w węźle 1		
						Napię- cie T	$\Delta L \cdot T$ mm	β_9' mm	Napię- cie T	$\Delta L \cdot T$	β_7'	Napię- cie T	$\Delta L \cdot T$	β_5'	Napię- cie T	$\Delta L \cdot T$	β_3'	T	$\Delta L \cdot T$	β_1' mm
P a s s o l n y	U_1	+18 350	+ 36,3	439,39	+ 0,074	+0,197	+0,015	+0,242	0,018	+0,290	0,021	+0,337	0,025	+0,376	0,028	+0,376	0,028			
	U_1'	+18 350	"	"	"	"	"	+0,158	0,011	+0,106	0,008	+0,062	0,004	+0,018	0,001	+0,018	0,001			
	U_2	+18 700	+ 36,9	470,78	+ 0,081	+0,177	+0,014	+0,216	0,017	+0,259	0,021	+0,298	0,024	+0,366	0,030	+0,366	0,030			
	U_2'	+18 700	"	"	"	"	"	+0,136	0,011	+0,095	0,008	+0,055	0,004	+0,016	0,001	+0,016	0,001			
	U_3	+18 700	"	"	"	"	"	+0,216	0,021	+0,259	0,025	+0,298	0,029	+0,366	0,036	+0,366	0,036			
	U_3'	+18 700	"	"	"	"	"	+0,136	0,013	+0,095	0,009	+0,055	0,005	+0,016	0,002	+0,016	0,002			
	U_4	+57 800	+ 46,0	"	+ 0,121	+0,788	+0,095	+0,965	0,117	+1,148	0,189	+0,650	0,079	+0,192	0,023	+0,192	0,023			
	U_4'	+57 800	"	"	"	"	"	+0,608	0,078	+0,419	0,051	+0,242	0,029	+0,071	0,009	+0,071	0,009			
	U_5	+57 800	"	"	"	"	"	+0,965	0,117	+1,148	0,189	+0,650	0,079	+0,192	0,023	+0,192	0,023			
	U_5'	+57 800	"	"	"	"	"	+0,608	0,078	+0,419	0,051	+0,242	0,029	+0,071	0,009	+0,071	0,009			
	U_6	+57 800	"	"	"	"	"	+0,968	0,117	+1,148	0,189	+0,650	0,079	+0,192	0,023	+0,192	0,023			
	U_6'	+57 800	"	"	"	"	"	+0,608	0,078	+0,419	0,051	+0,242	0,029	+0,071	0,009	+0,071	0,009			
U_7	+57 800	"	"	"	"	"	+0,968	0,117	+1,148	0,189	+0,650	0,079	+0,192	0,023	+0,192	0,023				
U_7'	+57 800	"	"	"	"	"	+0,608	0,078	+0,419	0,051	+0,242	0,029	+0,071	0,009	+0,071	0,009				
U_8	+67 047	1397,0	+ 48,0	"	+ 0,126	+0,169	+1,081	0,130	+1,081	0,130	+0,720	0,091	+0,408	0,015	+0,408	0,015				
U_8'	+67 047	"	"	"	"	"	+1,081	0,130	+1,081	0,130	+0,720	0,091	+0,408	0,015	+0,408	0,015				
U_9	+67 047	"	"	"	"	"	+1,081	0,130	+1,081	0,130	+0,720	0,091	+0,408	0,015	+0,408	0,015				
U_9'	+67 047	"	"	"	"	"	+1,081	0,130	+1,081	0,130	+0,720	0,091	+0,408	0,015	+0,408	0,015				
P a s s o r n y	O_1	-49 950	- 40,6	1198,3	- 0,226	-0,537	+0,121	-0,661	0,149	-0,787	0,178	-0,912	0,206	-1,026	0,232	-1,026	0,232			
	O_1'	-49 950	"	"	"	"	"	-0,413	0,093	-0,287	0,065	-0,164	0,037	-0,048	0,011	-0,048	0,011			
	O_2	-45 000	- 44,1	502,42	- 0,108	-0,545	+0,056	-0,672	0,069	-0,800	0,082	-0,925	0,095	-0,275	0,028	-0,275	0,028			
	O_2'	-45 000	"	"	"	"	"	-0,420	0,043	-0,292	0,080	-0,170	0,018	-0,040	0,004	-0,040	0,004			
	O_3	-48 700	- 42,9	585,44	- 0,117	-0,529	+0,062	-0,652	0,076	-0,777	0,091	-0,899	0,105	-0,266	0,081	-0,266	0,081			
	O_3'	-48 700	"	"	"	"	"	-0,408	0,048	-0,288	0,083	-0,164	0,019	-0,043	0,014	-0,043	0,014			
	O_4	-42 950	- 42,1	576,40	- 0,113	-0,520	+0,059	-0,640	0,072	-0,763	0,086	-0,884	0,100	-0,262	0,080	-0,262	0,080			
	O_4'	-42 950	"	"	"	"	"	-0,400	0,045	-0,279	0,082	-0,162	0,018	-0,047	0,005	-0,047	0,005			
	O_5	-42 950	"	"	"	"	"	-0,640	0,072	-0,763	0,086	-0,884	0,100	-0,262	0,080	-0,262	0,080			
	O_5'	-42 950	"	"	"	"	"	-0,400	0,045	-0,279	0,082	-0,162	0,018	-0,047	0,005	-0,047	0,005			
	O_6	-68 400	- 43,8	567,8	- 0,116	-1,057	+0,126	-1,303	0,151	-0,910	0,106	-0,884	0,060	-0,153	0,018	-0,153	0,018			
	O_6'	-68 400	"	"	"	"	"	-0,813	0,094	-0,566	0,066	-0,162	0,037	-0,095	0,011	-0,095	0,011			
O_7	-68 400	"	"	"	"	"	-1,303	0,151	-0,910	0,106	-0,884	0,060	-0,153	0,018	-0,153	0,018				
O_7'	-68 400	"	"	"	"	"	-0,813	0,094	-0,566	0,066	-0,162	0,037	-0,095	0,011	-0,095	0,011				
O_8	-68 100	- 43,6	"	- 0,115	-1,052	+0,121	-1,297	0,149	-0,906	0,104	-0,884	0,059	-0,152	0,017	-0,152	0,017				
O_8'	-68 100	"	"	"	"	"	-0,809	0,093	-0,564	0,065	-0,162	0,037	-0,095	0,011	-0,095	0,011				
O_9	-68 100	"	"	"	"	"	-1,297	0,149	-0,906	0,104	-0,884	0,059	-0,152	0,017	-0,152	0,017				
O_9'	-68 100	"	"	"	"	"	-0,809	0,093	-0,564	0,065	-0,162	0,037	-0,095	0,011	-0,095	0,011				

Tabela 5.

	Oznaczenie węzłów									Uwaga
	1	3	5	7	9	7	5	3	1	
1. Ugięcie dźwigara starego przy obciążeniu . 1 t/m dźwigara pg. tabeli 1-szej	1,803	5,504	8,664	10,627	11,375	10,627	8,664	5,504	1,803	
2. Ugięcie dźwigara A przy obciążeniu 1 t/m po osi dźwigara B	1,010	3,083	4,853	5,953	6,372	5,953	4,853	3,083	1,010	
3. Ugięcie dźwigara C przy obciążeniu 1 t/m po osi dźwigara B.	0,793	2,421	3,811	4,674	5,003	4,674	3,811	2,421	0,793	
4. Ugięcie przęsła starego ku górze na osi dźwi- gara B przy obciążeniu 1 t/m po osi dźwigara B.	0,914	2,792	4,395	5,390	5,770	5,390	4,395	2,792	0,914	
5. Ugięcie dźwigara nowego B ku dołowi przy obciążeniu 1 t/m po osi dźwigara B.	0,798	2,091	3,488	3,955	4,533	3,955	3,488	2,091	0,798	
6. Ugięcie poprzeczniczy ku górze przy obciążeniu 1 t/m po osi dźwigara B.	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	0,201	
7. Suma arytmetyczna ugięć przęsła starego, dźwigara B i poprzeczniczy przy obciążeniu na dźwigu 1 t/m po osi dźwigara B.	1,913	5,084	8,084	8,084	9,546	10,504	9,546	8,084	1,913	
8. Suma arytmetyczna ugięć przęsła starego dźwigara B i poprzeczniczy przy obciążeniu na dźwigu odpowiadającym 2 t/m po osi dźwigara B	3,826	10,168	16,168	19,092	21,006	19,092	16,168	10,168	3,826	
9. Rzędne paraboli o strzałce środkowej 21 mm	3,619	10,803	16,468	19,867	21,000	19,867	16,468	10,803	3,619	



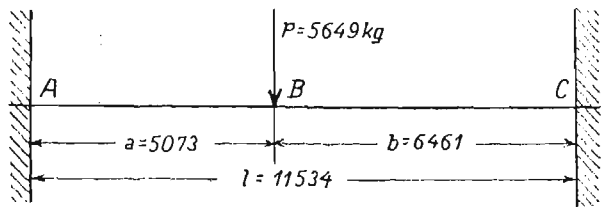
Ryc. 50.

Wielkości ugięć dźwigarów A i C przy obciążeniu 1 t/m, zaczepionem w osi dźwigara nowego B, pomieszczono w tabeli 5-ej w rubryce 2-iej i 3-iej.

Ugięcie przęsła starego ku górze w płaszczyźnie osi dźwigara B, obliczone pg. ugięć powyżej określonych dla dźwigara A i C, pomieszczono w tabeli 5-iej w rubryce 4.

Następnie w tabeli 4-ej metodą Mohr'a określono ugięcia węzłów głównych dźwigara *B* pod działaniem obciążenia 1 t/m przy przekrojach prętów rzeczywiście wykonanych i pomieszczono je również w tabeli 5-ej w rubryce 5-ej. Ugięcia te skierowane są ku dołowi.

Określmy teraz ugięcie poprzecznic zakładając, że jest ona obciążona siłą skupioną $P=1000 \cdot 5,649=5649 \text{ kg}$, oraz, że jest belką obu końcami utwierdzoną.



Rys. 51.

Ugięcie w punkcie zaczepienia siły, czyli:

$$f_B = \frac{P \cdot a^3 \cdot b^3}{3 E \cdot I \cdot l^3}, \text{ gdzie } E=2150000 \text{ kg/cm}^2.$$

Przyjmując dla poprzecznic w przekroju *B* $I=1000000 \text{ cm}^4$ i podstawiając we wzór powyższy cyfry, oraz wykonując działania, otrzymamy:

$$f_B = 0,201 \text{ mm}.$$

Ugięcie to poprzecznic ku górze otrzymane pod wpływem obciążenia 1 t/m, rozłożonego na osi dźwigara *B*, umieścimy w rubryce 6-ej tabeli 5-ej¹⁾.

Sumując w rubryce 7-ej tabeli 5-ej ugięcia ku górze starego przęsła, ugięcia ku górze poprzecznic, oraz ugięcia ku dołowi dźwigara *B*, otrzymujemy, że przy zaaplikowaniu na dźwigach siły, odpowiadającej obciążeniu 1 t/m, czyli 5649 kg, otrzymamy zwiększenie się luzu pomiędzy pasem dolnym dźwigara nowego z poprzecznica w węzle środkowym:

$$f_0 = 5,769 + 4,533 + 0,201 = 10,503 \text{ mm}.$$

Wobec całkowitego ugięcia pozostającego $f=21 \text{ mm}$ na dźwigach należałoby zaaplikować siły:

$$\frac{21}{10,503} = 1,999 \dots \approx 2 \text{ razy większe, niż to było}$$

dotychczas założone, czyli:

$$P=2 \cdot 5649 = 11298 \text{ kg}^2).$$

Sumy ugięć przęsła starego, dźwigara *B*, oraz poprzecznic przy obciążeniu na dźwigu odpowiadającemu 2 t/m we wszystkich węzłach dźwigara pomieszczone są w rubryce 8-ej tabeli 5-ej.

Tamże w rubryce 9-ej pomieszczono rzędne paraboli o środkowej strzałce 21 mm, p.g. których należy wykonać ugięcia. Jak widzimy cyfry rubryk 8 i 9-ej różnią się pomiędzy sobą bardzo mało.

Poniżej na rysunkach od 52 do 59 przedstawiono tę rzecz graficznie, mianowicie na rys. 53 i 54 ugięcia ku górze dźwigarów *A* i *C* pod wpływem obciążeń na dźwigach $P=11298 \text{ kg}$.

Na rys. 55 ugięcie ku górze przęsła starego i poprzecznic w osi dźwigara *B*.

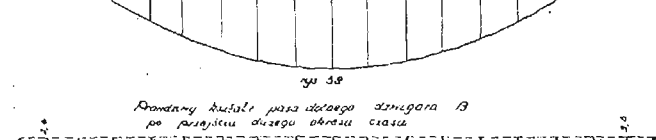
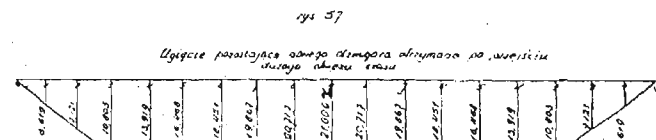
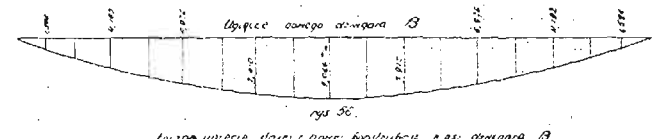
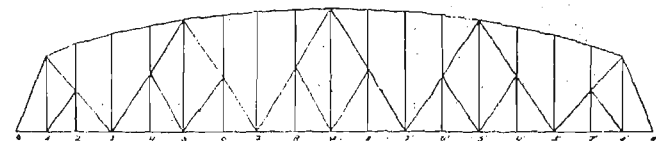
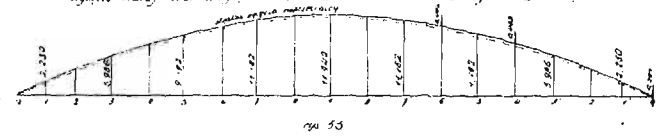
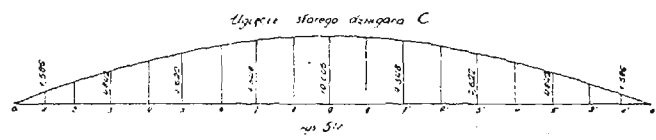
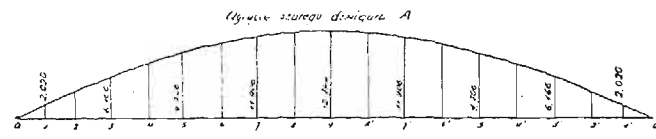
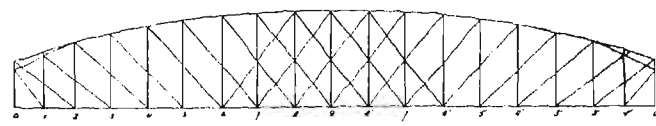
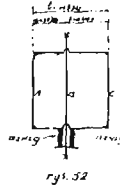
Na rys. 56 ugięcie ku dołowi dźwigara *B*.

Na rys. 57 pokazano sumę wszystkich ugięć, t. j.

¹⁾ Tego, że 2 pierwsze pola są mniejsze od normalnego, a więc i ugięcia odpowiednich poprzecznic będzie mniejsze nie przyjmujemy pod uwagę.

²⁾ W rzeczywistości dla otrzymania rzędnych w węzłach dźwigara *B* p.g. rubryki 9-ej tabeli 5-ej trzeba było wywołać na dźwigach napięcia około 15 t.

ugięcia przęsła starego, oraz dźwigara *B*, przyczem w nawiasach pomieszczono rzędne paraboli o środkowej strzałce $f=21 \text{ mm}$. Widzimy raz jeszcze, że są to cyfry bardzo mało się różniące pomiędzy sobą.



Rys. 52 do 59.

Na rys. 58 pokazano ugięcie pozostające nowego dźwigara po przejściu dużego okresu czasu, gdy już znikło ugięcie sprężyste dźwigarów starych i poprzecznie na skutek otrzymania przez dźwigar *B* ugięcia pozostającego, równego obliczonemu.

Na rys. 59 pokazano linię środków ciężkości pasa dolnego dźwigara *B*, odnoszącą się do tegoż okresu czasu, co i rysunek uprzedni, uwzględniając kształt linii środków ciężkości pasa dolnego, nadany mu przy budowie. Linja ta jest połączeniem rys. 39 i rys. 58.

Inż. W. Junosza Piotrowski.

Polski asfalt drogowy.

(Odczyt wygłoszony w d. 2 VII. 1929 na II. Zjeździe Chemików Polskich w Poznaniu).

Rozwój gospodarczy kraju w dużej mierze zależy od rozwoju sieci komunikacyjnej. Przy niewystarczającej sieci kolejowej, bo wynoszącej wraz z kolejami wąskotorowymi około 21.000 *km*, i przy fatalnym stanie dróg problem budowy dróg ma dla nas pierwszorzędne znaczenie. Widzimy, że w krajach zachodnich, rozporządzających wielką siecią kolejową, rozbudowuje się sieć dróg bitych według opracowanego planu, wiedząc jak wielkie znaczenie gospodarze każda sieć komunikacyjna posiada.

Wybudowanie sieci dobrych dróg uprzemysłowi u nas całe połać kraju, pozbawione wszelkiej komunikacji a znacznie mniejsze koszty budowy pozwolą rozłożyć na dłuższy okres czasu rozbudowę sieci kolejowej.

Niezależnie od tych momentów wielki rozwój automobilizmu, jaki w ostatnich latach u nas się zaznaczył, pociągnął za sobą podwyższenie wymagań stawianych dla dobrej drogi. Z 412 autobusów i 11.000 aut osobowych w 1925 r. ilość ta wzrosła do 2.841 autobusów i 28.000 aut w r. 1929.

Jeżeli zadanie inżyniera jako budowniczego drogi — można powiedzieć — jest sprecyzowane i nie należy się spodziewać wielkich zmian w technice projektowania dróg i budowy podłoża, to budowa nawierzchni jest właśnie tą dziedziną, która wymaga jeszcze wiele pracy, w szczególności pracy chemika. Nie będziemy omawiali tutaj wszystkich systemów budowy nawierzchni, a zajmiemy się jedynie sprawą wytwarzania polskiego asfaltu drogowego.

Wyrobiło się w Polsce mniemanie, że krajowe asfalty otrzymywane z rop polskich do dróg się nie nadają. Uprzedzenie to mają nasi inżynierowie, opierając się jedynie na orzeczeniach niemieckich.

Ażebym stwierdzić, czy dany asfalt nadaje się do budowy nawierzchni, nie wystarczy poznać jego własności fizyczne i chemiczne, koniecznym jest poznać zachowanie się jego w praktyce i tu właśnie zaczyna się rola chemika.

Ten sam asfalt zależnie od umiejętności, w jaki sposób został na drodze użyty, w jakich warunkach atmosferycznych i na jakim podłożu, wreszcie w jakiej formie czy jako makadam, beton, topeka i t. p., będzie w jednym wypadku znakomitym, w innym zaś złym.

I to może było powodem zdyskredytowania polskiego asfaltu, że przy początkowym użyciu asfaltów polskich do budowy dróg, użyto nieodpowiedniego asfaltu. A że użyty asfalt był z ropy wysoko-parafinowej borysławskiej powiedziano, że asfalty polskie są niedobre.

Zasadniczą cechą dobrego asfaltu drogowego jest jego elastyczność w jak najszerszych granicach temperatury. Elastyczność tę oznaczamy przy pomocy ciągliwości i wgłębności (penetracji).

Asfalty zawierające parafinę ciągliwości i wgłębności przy wymaganym punkcie krzepnięcia nie posiadają. Są kruche i droga sporządzona z asfaltu parafinowego pęka. Za asfalt parafinowy uważamy asfalty, zawierające więcej jak 2% parafiny. Jeżeli zbadamy asfalty drogowe, to zauważamy, że zawartość parafiny w nich waha się w bardzo szerokich granicach, dochodzi do 6%.

Ogólnie możemy powiedzieć, że zawartość asfaltenów stanowi o twardości asfaltu, żywicie o ciągliwości, a parafiny o kruchości.

Znane są asfalty meksykańskie o dużej zawartości parafiny, a nadające się znakomicie do celów drogowych, naodwrot znamy asfalty bezparafinowe, które są złymi asfaltami drogowymi.

Zawartość parafiny nie decyduje o dobroci asfaltu i podlega pewnemu zastrzeżeniu.

Badania meksykańskich asfaltów parafinowych wykazały, że zawartość parafiny w tych szczególnych asfaltach jest nieszkodliwą, ponieważ znajduje się ona w nich nie w stanie krystalicznym, a w stanie bezpostaciowym, wazelinowo-cerezynowym. Takie bezpostaciowe węglowodory parafinowe sprawiają, że asfalt jest elastyczny i giętki, podczas gdy asfalt zawierający parafinę krystaliczną jest twardy i kruchy.

Powiedzieliśmy wyżej, że elastyczność i giętkość, dalej ciągliwość i możliwie mała wrażliwość na zmiany temperatury, są najważniejszymi własnościami dobrego asfaltu drogowego. Tych właśnie własności nie posiadają asfalty zawierające krystaliczną parafinę. Tym sposobem całego szeregu najważniejszych polskich rop naftowych nie można użyć jako surowca do otrzymania asfaltu. Produkcja ropy naftowej w Polsce wynosi z górą 75.000 wagonów, z których na ropy t. zw. bezparafinowe przypada 15.000, jeszcze t. j. 60.000 wagonów na ropy parafinowe. Z tej ilości ropy uzyskać możemy asfaltu niezawierającego parafiny około 2.000 wagonów rocznie, a asfaltu zawierającego parafinę około 4.500 wagonów rocznie.

Dla przemysłu naftowego istnieje zatem kapitalne zagadnienie, aby zamienić te asfalty na takie, które odpowiadałyby wymogom stawianym dla asfaltu drogowego.

Asfalt parafinowy ze względu na swoją zawartość parafiny jest złym materiałem budowlanym, ale doświadczenia wykazały, że również i polskie asfalty bezparafinowe nie zawsze odpowiadają warunkom dla asfaltów drogowych.

Postawionem zostało zatem jedno pytanie, jak ulepszyć własności polskich asfaltów bezparafinowych, oraz drugie pytanie, jakiego rodzaju przeróbce należy poddać asfalty lub ropy parafinowe, ażeby zawarta w nich parafina nie była szkodliwą.

Długoletnie doświadczenia, najpierw laboratoryjne, później na większą skalę, z równoczesnym przeprowadzeniem prób praktycznych na drogach publicznych doprowadzi do celu.

Możemy powiedzieć, że jesteśmy dziś w możności wyrabiać z rop polskich dobre asfalty drogowe.

Z ropy bezparafinowych otrzymać dobry asfalt jest względnie łatwo.

Zależnie od gatunku ropy jaki mamy do dyspozycji, prowadzić należy destylację, przy pomocy ognia i pary w zmniejszonym ciśnieniu, w ten sposób, aby uniknąć rozkładu pozostałości tych rop i uniknąć tworzenia się szkodliwego koksu w asfalcie.

Przy ropach parafinowych problem ten przedstawia się zupełnie inaczej, ze względu na zawartość parafiny.

Jest rzeczą znaną, że pod wpływem wysokiej temperatury i wysokiego ciśnienia węglowodory rozkładają się. W ten sposób otrzymuje się obecnie wielkie ilości t. zw. benzyn krakowskich.

Jeżeli w odpowiednich warunkach temperatury i ciśnienia, będziemy nagrzewać parafinę, znajdującą się w asfalcie, to daje się ona zamienić na odmianę miękką i elastyczną.

Twardy i kruchy asfalt parafinowy ogrzany pod ciśnieniem zamienia się na elastyczny miękki asfalt¹⁾.

Ażeby przekonać się, w jaki sposób zmienia swój charakter parafina zawarta w asfalcie, poddanym działaniu ciśnienia i temperatury, przeprowadzono następujące doświadczenie:

Oznaczenie parafiny w asfalcie parafinowym o punkcie zmięknienia 48° C. według Krämer-Sarnow, wykazało 8,5% parafiny o punkcie zmięknienia 52° C. Po nagraniu tego asfaltu w wysokiej temperaturze i ciśnieniu znaleziono, że asfalt miał 5,5% parafiny o punkcie zmięknienia 46° C, przyczem parafina miała charakter wazeliny, ciągliwość wzrosła z 355 mm na 550 mm, a penetracja z 35° na 50°.

Przez odpowiednią kombinację takiego asfaltu z asfaltami z rop bezparafinowych lub też z asfaltami otrzymywanymi przy destylacji rozkładowej pod wysokim ciśnieniem¹⁾, można otrzymać asfalty o dowolnych własnościach, tak co do punktu zmięknienia, jak ciągliwości i penetracji.

W wielu wypadkach jest korzystnym sporządzać mieszaninę asfaltów o różnej twardości, ażeby otrzymać asfalt o odpowiednich własnościach. Tak n.p. asfalt parafinowy o punkcie zmięknienia 48° C, ciągliwości 535 mm i penetracji 35° ogrzewano w autoklawie jedną godzinę w temperaturze 350° C i ciśnieniu 12 atm. Otrzymany produkt zmieszano w równych częściach z miękkim asfaltem o punkcie zmięknienia 37° C, ciągliwości powyżej 1.000 mm i penetracji 150°. Otrzymana mieszanina przedstawiała znakomity asfalt drogowy o punkcie zmięknienia 343° C, ciągliwości 930 mm i penetracji 60°.

Powyżej opisany proces nie ogranicza się jedynie do asfaltów parafinowych.

Asfalty sporządzane z rop bezparafinowych, nie mające w stosunku do nich punktu zmięknienia, odpowiedniej ciągliwości i penetracji, polepsza się poddając je działaniu wysokiego ciśnienia i temperatury.

Bezparafinowy asfalt o punkcie zmięknienia 46° C, ciągliwości 600 mm i penetracji 14° ogrzewano 3 godziny w temperaturze 320° C pod ciśnieniem 10-ciu atmosfer i otrzymano produkt, który miał punkt zmięknienia 45° C, ciągliwość ponad 1.000 mm i penetrację 50°.

¹⁾ Zgłoszenie Patentów Polskich 2.912.

¹⁾ Zgłoszenie patentów Polskich 28.136.

Polski Przemysł Naftowy jest zatem w posiadaniu metod pozwalających na wytworzenie rocznie około 7.000 wagonów dobrego asfaltu drogowego. Winny się też znaleźć kapitały na wybudowanie odpowiednich urządzeń technicznych dla tego celu. Poczynione inwestycje mają wszelkie dane do szybkiego amortyzowania się i dobrej rentowności. Podam tu kilka cyfr.

Na wyasfaltowanie jednego kilometra drogi potrzeba 4—5 wag. asfaltu. Produkcja krajowa wystarczy zatem do rocznego wyasfaltowania około 1.500 km dróg. Przy cenie asfaltu 27 zł, za 100 kg przedstawia krajowa wytwórczość asfaltu wartość 18.900.000—zł. Jest to kwota olbrzymia, i jeżeli się zważy, że powinniśmy mieć w Polsce conajmniej 20.000 kg dróg asfaltowanych, to wartość samego asfaltu potrzebnego do budowy dróg przedstawia zawrotną cyfrę 243 milionów złotych. Kwota ta stanowi poważny kapitał narodowy i winna być celowo i umiejętnie zużyta.

1. Musimy dążyć do stworzenia jak najszybciej racjonalnego planu budowy asfaltowych dróg.

2. Utworzyć jaknajwięcej podobnych odcinków dróg w najrozmaitszych połaciach kraju, aby oznaczyć najbardziej odpowiednie własności asfaltu dla danych warunków.

3. Zorganizować laboratorium do badań wszelkich materiałów do budowy dróg jak asfalt, ter, oleje drogowe, pyłochłonne etc.

4. Ustanowić polskie normy i metody badania wszelkiego rodzaju bituminów drogowych.

Jaknajszybsza budowa dróg dobrych jest koniecznością gospodarstwa państwa. Musi też być ona prowadzona w szybkim tempie i wynosić conajmniej 3 tysiące kilometrów rocznie. Liczba ta jest raczej zbyt mała, jeżeli porównamy z tempem i stanem budowy dróg w sąsiedniej Czechosłowacji i Niemczech.

Wyłania się tu dalszy problem użycia do budowy dróg teru z węgla kamiennego, a wreszcie sprowadzenie asfaltu zagranicznego. Asfalt t. zw. amerykański czyli meksykański sprowadzamy do Polski za pośrednictwem Niemiec. Byłoby niewątpliwie korzystnym sprowadzać do Polski pozostałości rop meksykańskich i w krajowych rafinerjach przerobić je na asfalty drogowe, a olej gazowy otrzymany przy tej przeróbce, jako produkt uboczny, przerobić w dalszym ciągu na benzynę. W ten sposób, bez niebezpieczeństwa dla rozwoju polskiego kopalnictwa naftowego, rafinerje znalazłyby zatrudnienie i uniknęłybyśmy zbyt dużego odpływu kapitału krajowego na korzyść zagranicznych pośredników — przetwórców, przetwarzających ropy amerykańskie na asfalt.

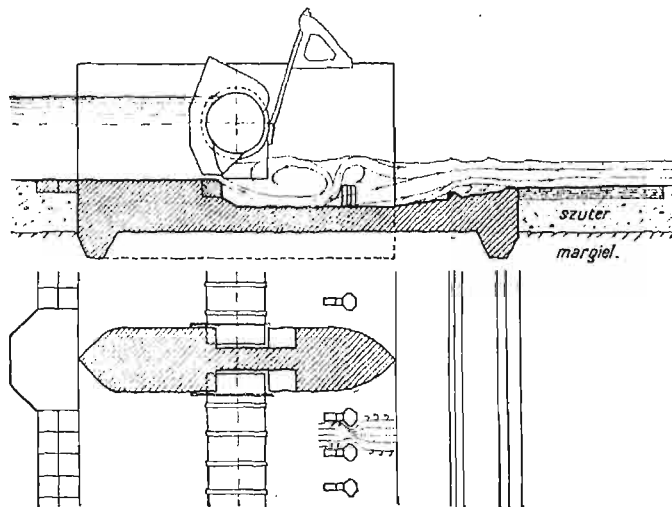
Wiadomości z literatury technicznej.

Budownictwo wodne.

— Zniszczenie energii wody przy jazach. Problemem tym, bardzo aktualnym i szeroko w literaturze technicznej omawianym, zajmuje się inż. Schäfer w *Bautechnik* Nr. 18/1929. Stwierdza on, że dla jazu o 5-metrowym spiętrzeniu podłoże płaskie i nie obniżone musiałoby mieć aż około 50 m długości. Gdyby się zaś chciało zniszczyć energię przez zepchnięcie strumienia wody w głąb, to poduszka wodna jazu o spiętrzeniu 5 m, w którejby strumień zupełnie zamortyzował swą energię, musiałoby mieć 10 m głębokości.

Autor krytykuje dotychczasowe środki służące do zniszczenia energii i podaje przykład jazu, przy którym podłoże zbyt krótkie, założone bez progu, jednak z wnioskiem ku końcowi, było powodem wytworzenia się wyboju 50 m długiego i 7 m głębokiego.

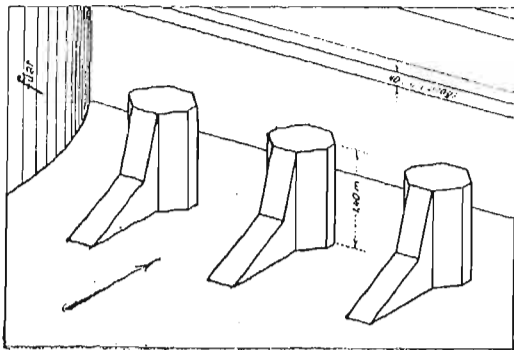
Autor zauważa dalej, że danie stopnia względnie progu zębatego, zbyt daleko, np. przy końcu podłoża niewystarcza, gdyż zaraz poniżej wytwarza się wybój. Jako bardzo racjonalnie i postępowo zbudowane uważa podłoża jazów kanalizacji



Rys. 1.

Neckaru, których konstrukcję ustalono na podstawie doświadczeń na modelach (rysunek 1 i 2).

Widzimy tu, mniej więcej w środku podłoża, wstawione urządzenie do niszczenia energii, składające się ze słupów przyzmatycznych, zwężonych w stronę dopływu.



Rys. 2.

ma jeszcze i to znaczenie, że dozwala na wytworzenie się walca przykrywczego o wielkiej masie.

Jak widać z rysunku, podłożo w dalszym ciągu ma zarys łamany, powierzchnia jego wznosi się zwężając przekrój. Na 5 m przed końcem znajduje się jeszcze prózek 40 cm wysokości, wytwarzający mały walec rotujący, który jednak kończy się jeszcze w obrębie podłoża.

Dr. M. M.

RECENZJE I KRYTYKI.

„Elektryfikacja Polski“. Zeszyt IV. Zagłębie węglowe (Śląskie, Dąbrowskie, Krakowskie). Nakładem Min. Rob. Publ.

Nasze Zagłębie węglowe, a szczególnie dzielnica Śląska obfituje w zasoby energetyczne, których racjonalne wyzyskanie do celów elektryfikacyjnych wpłynęłoby wydatnie na podniesienia stanu gospodarczego Państwa.

Szczególniejsze znaczenie dla racjonalnej gospodarki węglowej posiadają zagadnienia z jednej strony zużycia mniej wartościowych gatunków węgla, a głównie mialu, trudnego do zbytu bezużytecznie leżącego na zwałach, a z drugiej strony znaczne rezerwy maszynowe w elektrowniach kopalnianych i w hutach Zagłębia.

Jako wyjście z sytuacji jest wskazana współpraca elektrowni Zagłębia, przetwarzających mial na energię elektryczną, zasilającą wspólną sieć przewodów.

NEKROLOGJA.

Śp. inż. Jan Olechnowicz. W dniu 6 maja 1929 r. zakończył życie wytrwały w swej pracy zawodowej na wschodnich rubieżach Rzeczypospolitej, nie znający kompromisu pracownik śp. inż. Jan Olechnowicz.



Urodzony w 1870 r. w Karpniu pow. Bielskiego ziemi Grodzieńskiej, dzieciństwo spędził w rodzinnym majątku „Prószanka“ pow. Bielskiego. Śmierć ojca, oraz trudna sytuacja materialna spowodowały sprzedaż rodzinnego majątku, oraz przerwę w naukach przygotowawczych do wstąpienia do szkoły realnej. Będąc pozbawionym możliwości nauki w szkole śp. J. Olechnowicz nie zarzucił jednak książki, lecz w miarę możliwości pogłębiał swe wiadomości. Po zlikwidowaniu

gospodarki śp. J. Olechnowicz wstąpił jako praktykant gospodarki do majątku „Kozietuły“ ziemi Warszawskiej. Praktykę pełnił rok, poczem w 1894 r. wstąpił do majątku „Zawody“ ziemi Piotrkowskiej jako rządcą majątku. Nie znajdując zadowolenia w tej pracy, oraz nie mogąc znaleźć posady w Urzędzie, ze względu na stawiane podówczas trudności Polakom, zmuszony był po długiej duchowej rozterce opuścić kraj. W r. 1896 wyjechał na Syberję do Tomsku, gdzie otrzymał posadę na kolei. Pracując zarobkowo w trosce o utrzymaniu staruszki matki, jednocześnie się kształcił, by w r. 1903 po złożeniu egzaminu dojrzałości wstąpić do Instytutu Technologicznego w Tomsku. Świadomych obowiązków Polaka na obczyźnie, prowadził pracę organizacyjną, stojąc na czele Korporacji Litewsko-Polskiej w Tomsku.

W r. 1913 po wielu wysiłkach ukończył Wydział Mechaniczny Tomskiego Technol. Instytutu i objął posadę inżyniera VIII. st. w Tomskiej Dyrekcji Wodnej Komunikacji. W początku 1915 r. zostaje przeniesiony do Kijowskiego Okręgu Komunikacji na stanowisko kierownika warsztatów mechanicznych, które zajmował do chwili powrotu do Polski, w r. 1921. W roku tym On, który tak tęsknił za krajem, pośpieszył, by po wielu trudach stanąć na wolnej ziemi ojczyznej.

Po przybyciu do Polski pracował najpierw w Warszawskiej Dyrekcji Dróg Wodnych na stanowisku Naczelnika Zarządu rzeki Bugu-Górnego, skąd został przeniesiony do Dyrekcji Dróg Wodnych w Wilnie i 1 stycznia 1922 r. mianowany Naczelnikiem Zarządu Dróg Wodnych w Pińsku, którym sprzyście i z całkowitem oddaniem się aż do zgonu na powierzonym posterunku kierował.

Niech Mu lekka będzie ta ziemia na której nie szczędził wysiłku jako zasłużony pracownik, dobry obywatel i zany człowiek.



Ś. p. Dr. Inż. Tadeusz Gołogórski

(do nekrologu z Nr 14).

Sprostowanie.

W Nrze 14 z dnia 25 lipca w nekrologu ś. p. Dra Inż. Tadeusza Gołogórskiego umieszczono mylnie fotografię ś. p. Inż. Jana Olechnowicza, co obecnie prostujemy.