

# PRZEGLĄD TECHNICZNY

TYGODNIK POŚWIĘCONY SPRAWOM TECHNIKI I PRZEMYSŁU.

## TREŚĆ:

Mosty wiszące, ze szczególnem uwzględnieniem mostu Filadelfja — Camden, nap. Ralph Modjeski.  
 Postępy prac przy meljoracji Polesia (dok.), nap. Inż. Józef Pruchnik.  
 Normalizacja narzędzi, nap. Inż. St. Płuzański, przewodniczący Komisji Techniki Warsztatowej P. K. N.  
 Przegląd pism technicznych.  
 Listy do Redakcji.

## SOMMAIRE:

Les ponts suspendus, particulièrement le pont de Philadelphie à Camden, par M. Ralph Modjeski.  
 Progrès des travaux préparatoires à l'assèchement des marais de Polesie (suite et fin), par M. J. Pruchnik, Ingénieur.  
 La normalisation des outils de coupe des métaux, par M. St. Płuzański, Ingénieur dipl.  
 Revue documentaire.  
 Correspondance.

## Mosty wiszące, ze szczególnem uwzględnieniem mostu Filadelfja—Camden<sup>\*)</sup>.

Napisał Ralph Modjeski.

Historja mostów wiszących.

Jedna z dawnych książek zawiera zdanie następujące: „Idea mostu wiszącego zrodziła się w umyśle Sir Samuel'a Brown'a, podczas jednej z jego rannych przechadzek, gdy myśląc, jak połączyć brzegi rzeki Tweed (Szkocja), zauważył nici pajęczyny, zwisające w poprzek wąskiej dróżki.

Wiemy atoli, że pierwszy most wiszący, stosowanego dziś typu, mianowicie, z jezdnią zawieszoną na linach głównych lub łańcuchach, był zbudowany przez inżyniera amerykańskiego James'a Finley'a w roku 1801<sup>1)</sup>). Most ten znajdował się na rzece Jacob w Stanie Pensylwanja.

Istnieją wprawdzie mosty wiszące w Chinach i Indjach, których wiek jest oceniany na kilka stuleci, lecz w mostach tych jezdnie lub chodniki są umieszczone wzdłuż łańcucha, a nie zaś zawieszone na nim, jak to spotykamy w konstrukcjach nowszych.

Najstarszym dokumentem, jaki posiadamy o mostach wiszących z chodnikiem zawieszonym na linach głównych, jest stara i rzadka już dzisiaj książka p. t. „Machinae novae Fausti Veranti Sicensi”. Podaje ona ustrój o jezdni poziomej zawie-

szonej na wieszakach pionowych, przymocowanych do lin głównych. Autor nazywa takie ustroje „mostami przenośnymi, dogodnymi dla wojska”.

Finley używał w swych mostach łańcuchów żelaznych. Według wzorów Finley'a zbudowany był przez John'a Templeman'a most wiszący na rzece Merrimac w Newbury port (Massachusetts) i pełnił swą służbę przez stulecie od roku 1809 do 1909.

Liny główne z drutu były użyte po raz pierwszy w roku 1816 w moście nad wodospadem na rzece Schuylkill w Filadelfji o rozpiętości 124,4 m. Most ten stanął po załamaniu się w tym miejscu mostu łańcuchowego. W następnym pięćdziesięcioletniu zbudowano wiele mostów wiszących w Stanach Zjednoczonych, Francji, Anglii i innych krajach. Najbardziej znanym z nich był jednak most na łańcuchach nad cieśniną Menai Straits w Anglii o rozpiętości 177 m, zbudowany przez Telford'a w roku 1824 i do dziś dnia, w sto lat później, będący w użyciu.

W 1841 roku Charles Ellet zbudował most na linach stalowych na rzece Schuylkill w Filadelfji o rozpiętości 109,2 m. W sześć lat później przerzucił on przez rzekę Ohio w Wheeling, West Virginia, most tej samej konstrukcji, który był podówczas najdłuższem przęsłem wiszącem na świecie (308 m), lecz istniał tylko do roku 1854, kiedy go zniszczył huragan.

Poniższa tabela zawiera dane o amerykańskich mostach wiszących o długości przęsła ponad 400 metrów.

<sup>\*)</sup> Referat wygłoszony w listopadzie 1929 roku na Światowym Kongresie Inżynierów w Tokjo. Przekładu wstępnego dokonał Inż. L. Jeżewski.

<sup>1)</sup> Zamiast tej daty jest nieraz podawany r. 1796, lecz sam Finley stwierdza w broszurze swej, wydanej w r. 1811, że zbudował pierwszy most w r. 1801.

## Porównanie mostów wiszących.

Most	Brooklyn	Williamsburg	Manhattan	Bear Mountain	Filadelfja—Camden	Detroit Intern'l	Fort Lee
Rok otwarcia . . . . .	1882	1903	1907	1924	1926	1929	1932
Długość przęsła środkowego .	486,5 m	487,8 m	448,1 m	497,5 m	533,5 m	564 m	1 066,8 m
Przęsła boczne podtrzymywane przez . . . . .	liny	filary	liny	filary	liny	filary	liny
Ilość lin głównych . . . . .	4	4	4	2	2	2	4
Ilość drutów w jednej linie	5 296	7 696	9 472	7 252	18 666	7 622	26 474
Szerokość jezdni . . . . .	2 × 5,1 m	2 × 6,1 m	1 × 10,6 m	1 × 11,6 m	1 × 17,3 m	1 × 14,3 m	2 × 7,6 m 1 × 11,2 m
Torów kolei elektr. . . . .	4	6	8	0	4	0	4
Szerokość chodników . . . . .	1 × 4,5 m	2 × 5,1 m	2 × 4,2 m	2 × 1,5 m	2 × 3 m	1 × 2,4 m	2 × 3,5 m
Wysokość wież . . . . .	88,9 m	92 m	88,7 m	106,9 m	121 m	110 m	193 m
Wysokość w środku przęsła nad wodą . . . . .	40 m	41 m	41 m	47 m	41 m	46 m	65 m

Mosty powyższe mają, albo będą miały, liny główne z drutów równoległych.

W miarę rozwoju żeglugi rzecznej, stawia się w Stanach Zjednoczonych coraz większe wymagania co do długości przęsła środkowego i jego wysokości nad poziomem wód. Z tych też powodów mosty wiszące coraz więcej wchodzi tu w użycie, jako jedyny typ, odpowiadający stawianym wymaganiom, a znany w technice dzisiejszej.

Podobnie jak budowa sztywnego mostu wspornikowego Firth of Forth otworzyła nową erę w tej dziedzinie mostownictwa, tak samo wykończenie w r. 1882 mostu Brooklińskiego stało się punktem zwrotnym w budowie mostów wiszących; i chociaż od tego czasu zrobiono pewien postęp zarówno w obliczeniach szczegółów, jak i w montażu mostów, to jednak most Brookliński będzie zawsze pomnikiem umiejętności inżynierskiej i odwagi.

## Fundamenty.

Jak we wszystkich typach dużych mostów, tak i w mostach wiszących najlepiej jest fundować filary na skale, jeżeli skała ta jest praktycznie osiągalna. Jednakowoż są przykłady, jak np. most Manhattan i inne mosty w New Yorku, gdzie zarówno filary pod wieżami, jak i przyczółki, były fundowane z powodzeniem na pokładzie żwiru. Jeżeli podstawa przyczółka, w którym zakotwione są liny, nie jest ufundowana na skale, należy zabezpieczyć je od możliwości poślizgu poziomego. Przy zastosowaniu fundamentów na palach, wskazane jest wbić szereg pali ukośnych, dla zwiększenia w ten sposób oporu przeciwko poślizgowi poziomemu.

Fundamenty mostu Filadelfja—Camden<sup>2)</sup> zbudowano wszystkie na miękkiej skale. Obydwa filary pod wieże były zapuszczone na kesonach stalowych z drewnianym obiciem. Nóż kesonu zachodniego osiągnął skały na głębokości 15,9 m, a wschodniego — na głębokości 25,1 m poniżej poziomu średnio-wysokich wód.

<sup>2)</sup> Most ten i jego budowa jest szczegółowo opisana w „Przeglądzie Technicznym” przez prof. d-ra S. Kunickiego w artykule p. t. „Most wiszący na rz. Delaware w Filadelfji w porównaniu z innymi mostami wiszącymi o dużych rozpiętościach” (r. 1928, str. 623, 643, 691 i 771).

Rzadkim i charakterystycznym szczegółem przy projektowaniu kesonu było umieszczenie nad komorą roboczą specjalnej komory, służącej jako schronisko dla całej zmiany robotników przy wyładunku skały minami, lub w razie innego niebezpieczeństwa. Komora ta była połączona włazami z każdym z 5-ciu przedziałów komory roboczej kesonu i zasilana była powietrzem przez osobną rurę. Dla zwiększenia bezpieczeństwa były zrobione jeszcze dwie komory, mogące pomieścić każda całą zmianę robotników i zaopatrzone w drabiny do samej góry. Komory te były tak wygodne, iż robotnicy chętnie korzystali z nich przy wejściu i wyjściu z kesonu, zamiast przewidzianych do tego 4-ch sztywnych specjalnych, zaopatrzonych w windy.

Przyczółki zbudowano na studniach żelazobetonowych. Każdy przyczółek posadowiony był na dwóch studniach prostokątnych, obliczonych na przeciwstawienie się pochyłej wypadkowej ciągnięcia lin i ustawionych na przybrzeżnym końcu przyczółka. Druga część przyczółka opierała się na ośmiu żelbetonowych studniach okrągłych  $\varnothing$  6,1 m i czterech  $\varnothing$  4,9 m. Wszystkie te studnie były zapuszczone aż do twardej skały w odkrytym wykopie, wykonanym zapomocą wypompowania wody i wyjęcia gruntu przy użyciu kopaczek. Prostokątne studnie były zapuszczone na jednym brzegu (od strony Filadelfji) średnio na głębokość 18,6 m, zaś na drugim (od strony Camden) na 30,8 m. Najgłębsza studnia okrągła po stronie Filadelfji sięgała głębokości 19,6 m, zaś po stronie Camden — 32,9 m. Głębokości powyższe są liczone od średniego poziomu wysokich wód.

## Wieże kamienne i stalowe.

Mosty wiszące budowane dawniej, nie wyłączając Brooklińskiego, posiadały wieże kamienne, które podtrzymywały liny główne. Wieże te, jako konstrukcje sztywne, musiały być zaopatrzone na górze w szereg wałków, na których spoczywały siodła głównych lin, dla umożliwienia ruchu lin nad wierzchołkami wież, odpowiednio do zmian temperatury i obciążeń mostu. Wałki te po pewnym

czasie służby zacięły się, wskutek czego następowało czasem raptowne ześlizgiwanie się lin ponad wieżami. Zapobieżono temu bardzo szkodliwemu zjawisku zarówno w moście Manhattan, jak i w ustroju Filadelfja—Camden, jak wreszcie później w moście Bear Mountain na rzece Hudson; we wszystkich bowiem tych mostach wieże były zbudowane ze stali giętkiej. Wskutek tego zmiany długości, jak również zwisu lin głównych, przejmują odkształcenia samych wież; ugięcia wież pod wpływem powyższych okoliczności odpowiadają całkowicie zmianom zachodzącym w linach pod wpływem zmian temperatury i obciążenia roboczego.

W moście Filadelfja—Camden całkowite poziome przesunięcie wierzchołka wieży było ustalone na 63,5 cm dla obciążenia roboczego, 99 cm dla obciążenia skupionego i 111,8 cm na wypadek anormalnego ciężaru własnego i ciężaru skupionego. Ostatnie przesunięcie uwzględniono na wypadek przemieszczenia ciężaru własnego podczas napraw mostu. Wieże wykonano ze stali krzemowej o granicy plastyczności  $31,6 \text{ kg/mm}^2$  i wytrzymałości doraźnej na rozciąganie 56 do  $63 \text{ kg/mm}^2$ , o zawartości minim. krzemu 0,2%. Rzeczywiste max. naprężenie złożone zginające i ściskające pod jednoczesnym działaniem ciężaru własnego, ciężaru ruchomego, temperatury i parcia wiatru, nie przewyższa  $17 \text{ kg/mm}^2$ . Przy doliczeniu naprężeń drugorzędnych, max. naprężenie nie przekracza  $19 \text{ kg/mm}^2$ . Wieże są złożone z elementów ustroju komorowego, wewnątrz puste i dostępne do rewizji od wewnątrz. Każda wieża posiada dźwig, prowadzący aż do jej wierzchołka. Wieże są przymocowane do filarów zapomocą 20 sworzni fundamentowych zakotwienia o średnicy 76 mm. Powierzchnie filarów, na których spoczęły podstawy wież, były wygładzone specjalnymi szlifierkami z dokładnością do  $0,8 \text{ mm}$  ( $\frac{1}{32}$ ”).

Tężniki, łączące dwa słupy wieży, były projektowane nie tylko w celu zwiększenia wytrzymałości, lecz również w celu zwiększenia sztywności. Dopuszczalne naprężenia były przeto przyjęte tylko w wysokości 50% zazwyczaj dopuszczanych w tężnikach wiatrowych. Pozwoliło to na użycie tańszej stali węglistej. Jak już zaznaczyliśmy powyżej, wieże zbudowano tak, by były dostatecznie giętkie, stosownie do warunków obciążenia, temperatury itd. Autor pragnie podkreślić z naciskiem, że gdyby wieże mostu Filadelfijskiego były zaopatrzone na górze w wałki, to odkształcałyby się mimo to tak samo, gdyż największe przesunięcie poziome siodła liny powstaje przy obciążeniu wywołującym pionową reakcję jednej liny na jej siodło przeszło 9 072 000 kg. Potrzebnaby więc była siła 136 000 kg, ażeby pokonać tarcie wałków, które stanowi 1 $\frac{1}{2}$ %, gdy tymczasem siła mniejsza od powyższej wygina wieże dostatecznie, aby otrzymać potrzebne przesunięcie jej wierzchołka. Według zdania autora, najlepszym typem wieży jest konstrukcja pozbawiona wszelkich części ruchomych, jak wałki i przeguby na wierzchołku, gdyż części te ulegają bardzo łatwo uszkodzeniom. Stwierdzono to już wielokrotnie na mostach w New Yorku. Natomiast wieże, zaankrowane sztywno na podsta-

wach i podtrzymujące na wierzchołkach nieruchome siodła, nie zawierają nic, coby ulegało uszkodzeniu, o ile oczywiście, same wieże są tak zaprojektowane, by wytrzymały połączone działanie ściskania i zginania.

### Odchylacze.

W mostach wiszących, w których przęsła boczne są zawieszane na linach głównych, te ostatnie opierają się przed przyczółkiem na tak zw. odchylaczach. W ten sposób są zbudowane mosty Brookliński, Manhattan i Filadelfijski. W drugim typie mostów wiszących, przęsła poza wieżami spoczywają na oddzielnych podporach.

Takimi są mosty: Williamsburg na rzece East, Bear Mountain na Hudsonie i Ambassador, na rzece Detroit, łączący miasto Detroit z miastem Windsor, Ont. W trzech ostatnich mostach liny główne są skierowane w prostej linii od wierzchołka wieży do filaru przyczółka, gdzie są połączone z prętami oczkowymi zakotwienia, zabetonowanymi w podstawie. W większości mostów z przęsłami bocznymi zawieszonymi na linach głównych, wybudowanych do czasu wykończenia mostu Filadelfijskiego, siodła na odchylaczach były podtrzymywane na podstawach betonowych, wymagających wałków, które — jak już zaznaczono — są niepewne w działaniu na dłuższy przeciąg czasu. W moście Filadelfijskim siodła są umieszczone na pochyłych stalowych odchylaczach, których działanie jest podobne do działania wież, mianowicie odkształcają się one ze zmianą długości tej części liny głównej, która znajduje się pomiędzy tą podporą a zakotwieniem. Ta długość jest stosunkowo mała i odkształcenie jest o wiele mniejsze, aniżeli wieży. W omawianym moście odległość od siodła odchylacza do zakotwienia jest 23,2 m. Możliwe odkształcenie odchylaczy wynosi 3,75 cm. Odchylacze są wykonane z tych samych materiałów (stal krzemowa i stal węglista), co wieże główne.

### Główne liny wiszące.

W dawnych typach mostów wiszących używano łańcuchów robionych z prętów oczkowych (eye bars) lub ogniów. Obecnie ten rodzaj ustępuje na rzecz głównych lin wiszących z drutów równoległych lub skręcanych. Praktyka wykazała, że liny główne z drutów równoległych są lepsze i tańsze aniżeli z prętów oczkowych. Zdanie to zostało niedawno potwierdzone z okazji budowy mostu Fort Lee na rzece Hudson w New Yorku. Ceny przetargowe na dwa rodzaje lin głównych były następujące: główne liny wiszące z drutów równoległych — dol. 12 339 977, a z prętów oczkowych — dol. 13 985 605, czyli różnica w cenie wyniosła dol. 1 645 628 na korzyść lin wiszących z drutów; do tego trzeba dodać koło dol. 500 000, jako sumę oszczędzoną na budowie wież do oparcia lin, w stosunku do wież do prętów.

Najdawniejszym materiałem używanym w głównych linach wiszących były druty z żelaza kutego. Gdy stal zajęła miejsce żelaza kutego w mostach nitowanych, natychmiast stalowy drut wyparł też drut żelazny w mostach wiszących.

Drut używany był dawniej przy budowie mostów w stanie surowym, bez żadnej powłoki ochronnej. Jest rzeczą ciekawą, że pierwsze próby galwanizowania drutu robiono już w r. 1851. Most Brookliński, zbudowany w 1882, miał główne liny z drutu galwanizowanego. Niedawno badano ten drut, po prawie 47-letnim użyciu, i nie znaleziono żadnego uszkodzenia.

W nowszych mostach używano do wyrobu drutu stali węglistej. Dotychczas nie próbowano żadnych stopów w tym celu, aczkolwiek można się spodziewać, że z czasem stopy o dużej wytrzymałości i dostatecznej ciągliwości będą tu z korzyścią stosowane.

W moście Filadelfja—Camden używano drutu o następujących własnościach:

Wytrzymałość doraźna . . . . .	151 kg/mm <sup>2</sup>
Wydłużenie na długości 10" (25,4 cm) w chwili rozerwania . . . . .	4% min.
Granica plastyczności . . . . .	101 kg/mm <sup>2</sup>
Max. zawart. węgla . . . . .	0,85 %
„ „ fosforu . . . . .	0,04 „
„ „ siarki . . . . .	0,04 „

Średnica drutu przed galwanizowaniem, zarówno w tym moście, jak i w innych współczesnych, jest 4,9 mm. Średnica po galwanizowaniu nie przekracza średnicy drutu po przeciągnięciu więcej niż o 0,127 mm.

#### Kratownice sztywności.

Pierwszym, który zrozumiał potrzebę usztywnienia jezdni, w celu zredukowania odszkażeń powstałych od ciężaru skupionego, był Finley. Lekceważenie znaczenia takiego usztywnienia przez wielu inżynierów przy projektowaniu następnych mostów było powodem wielu katastrof na tem polu. Jezdnia była za słaba do stawiania oporu, ulegała załamaniu lub przekręceniu podczas silnego wiatru.

Sprawa najlepszej metody usztywnienia była wśród inżynierów tematem wielu dyskusyj. Jedni zalecali usztywnienie głównych lin wiszących przez związanie ich i nadanie im znaczenia łączników systemu usztywniającego. Metoda ta okazała się bardzo dobrą, ale tylko przy małych rozpiętościach i używaniu łańcuchów z ogniów lub prętów oczkowych. Wiązania usztywniające mogą być łatwo połączone z wieszakami zapomocą sworzni (przegubów). Atoli wskutek zmian kierunku sił w wiązaniach usztywniających, powierzchnie podporowe przegubów wykazują nadmierne zużycie, chyba że powierzchnie oparcia sworzni są znacznie powiększone, to zaś prowadzi do zwiększenia kosztów budowli. Główne liny z drutów równoległych nie są natomiast tak dogodnie do łączenia z częściami nitowanymi. Połączenia te muszą być wykonywane zapomocą specjalnych tulei stalowych, mających tendencje ześlizgiwania się pod wpływem zmian kierunku sił w elementach ustroju; tulejom tym więc musimy nadawać niezwykle duże wymiary.

Poza tem należy brać pod uwagę trudności montażu ustroju z wiązaniami linami. Dalej ustroje takie wymagają bardzo skomplikowanych krzyżulców i

wiatrownic górnych. Trudności tych unika się w mostach, w których kratownice usztywniające podtrzymują jezdnię i są zawieszane na linach głównych. Tuleje na linach trzymają tylko wieszaki, i naprężenia w nich są zawsze jednozrotne. Montaż takiego systemu nie nasuwa żadnych trudności. W systemie tym można pominąć tężniki górne, pozostawiając je jedynie przy wieżach głównych. System ten zastosowano z powodzeniem w moście Filadelfijskim, a obecnie został on zastosowany również w moście Ambassador w Detroit i moście na rzece Hudson w Poughkeepsie.

W początkowym stadium wykonania mostu Fort Lee, przeznaczonego tylko do ruchu kołowego, nie będzie kratownicy sztywności, w przypuszczeniu, że bardzo ciężka jezdnia zapewni sama dostateczną sztywność. Jednak po wybudowaniu torów dla szybkiej miejskiej kolei elektrycznej, kratownica sztywności będzie dodana pod jezdnię.

Wysokość kratownicy sztywności mostu Filadelfijskiego wynosi 8,54 m między osiami pasów. Pasy górne są zabezpieczone przeciwko bocznym przemieszczeniom zapomocą zastrzałów, połączonych sztywno z belkami poprzecznymi jezdni. Daje to dostateczne usztywnienie boczne i możność pominięcia górnych tężników. Pasy górny i dolny są wykonane ze stali niklowej, a krzyżulce — ze stali krzemowej. Różnica materiałów powstała stąd, że krzyżulce ze stali niklowej wymagałyby mniej materiału, aniżeli pożądanego przekrój minimalny. Z tegoż powodu słupki kratownicy wykonano ze stali węglistej, z wyjątkiem słupków skrajnych, które są ze stali niklowej. W pasie dolnym dopuszczalne naprężenie na rozciąganie przyjęto 28 kg/mm<sup>2</sup>, a na ściskanie — 25 kg/mm<sup>2</sup>. Dopuszczalne naprężenie dla pasa górnego przyjęto mniejsze o 2 kg/mm<sup>2</sup> ze względu na pośrednie usztywnienie. Dopuszczalne naprężenie na rozciąganie w krzyżulcach przyjęto 25 kg/mm<sup>2</sup>, ze zwykle stosowanym zmniejszeniem dla ściskania.

Tak wysokie naprężenia dopuszczalne były uzasadnione tem, że przyjęto nadzwyczaj duże obciążenia, które normalnie się nie zdarzają, chyba że są wywołane sztucznie.

Kratownica sztywności mostu Brooklińskiego ma 4 złącza ślizgowe pomiędzy wieżami i po jednym na przęsłach bocznych. Złącza te służą jako przeguby. W moście Filadelfijskim zastosowano, na wzór mostu Manhattan, kratownicę sztywności jako belkę ciągłą pomiędzy wieżami, jak również pomiędzy wieżami i przyczółkami. W końcach środkowej kratownicy usztywniającej umieszczone są pręty-wahacze, łączące ją z wieżami metalowymi podpór środkowych. Obliczenie kratownicy sztywności było przeprowadzone na podstawie t. zw. teorii ugięcia prof. Melana, rozwiniętej później przez L. Moisseiff'a. Jest to sposób dokładniejszy niż stosowany przedtem, oparty na teorii sprężystości, i daje ustroje tańsze.

#### Montaż.

Nowoczesne metody montażu wielkich mostów wiszących zasługują na większą uwagę. Główne

wieże mostów Filadelfijskiego i Detroickiego zostały zmontowane zapomocą żorawia przesuwne.

Żorawie na wieżach pierwszego z tych mostów były ustawione na pionowych 60 cm belkach, przenoszących reakcje pionowe na filary. Połączenia tych belek z tężnikami wież były tak uskutecznione, że nie przenosiły na te ostatnie żadnego obciążenia pionowego. Żorawie były przesuwane wzdłuż kolumn zapomocą specjalnego silnika umieszczonego na filarze. Załedwie pięć przesunąć żorawia w górę wystarczyło do całkowitego zmontowania wieży wraz z tężnikami.

Baczną uwagę zwrócono, aby nitowanie poszczególnych sekcji wież odbyło się po uprzednim dokładnym dopasowaniu obrobionych powierzchni oparcia pomiędzy stykającymi się częściami. Pod wpływem działania słońca wewnętrzne powierzchnie oparcia nie zawsze pasowały do zewnętrznych. To też nieraz wypadało czekać na dzień pochmurny i wówczas dopiero po obciążeniu ustroju przez ustawienie następnej górnej części osiągnano należyte przyleganie wewnętrznych powierzchni podporowych. Wówczas dopiero sekcje były ze sobą nitowane. Nity do tych połączeń były ogrzewane w dogodnych miejscach nazewnątrz wież i przesyłane do miejsca nitowania sprężonym powietrzem zapomocą węża stalowego. W poszczególnych wypadkach nity były przesyłane na odległość ponad 43 m od ogniska do środka wieży. Użyto ogółem około 145 000 nitów w każdej wieży. Każda drużyna wykonywała średnio około 200 nitów dziennie

Ponieważ wierzchołki wież musiały leżeć ściśle na płaszczyźnie poziomej, na której miały spoczywać siodła do lin głównych, przeto górne sekcje wież pozostawały w wytwórni i były obrobione dopiero wtedy, gdy przysłano z placu budowy wyniki dokładnych pomiarów poziomów podstaw, na których górne sekcje miały spocząć, t. zn. poziomów, osiągniętych przez górne powierzchnie bezpośrednio stykających się z sekcjami górnymi sekcji przedostatnich od góry. Po tak starannym wykonaniu 4-ch sekcji górnych, powierzchnie podporowe siodła leżały na płaszczyźnie poziomej z taką dokładnością, że odchylenia żadnego z 4-ch miejsc podparcia od omawianej płaszczyzny nie przekroczyło 0,254 mm.

Drut dla mostu Filadelfijskiego był dostarczony na miejsce budowy w zwojach po około 1000 m, ważących około 140 kg, i tutaj dopiero odcinki poszczególne były łączone, a następnie nawijane na wielkie szpule. Na każdą szpulę nawijano około 24 km drutu o ciężarze około 3 600 kg. Przewijanie drutu na miejscu budowy było odstąpieniem od dotychczasowej praktyki, a podyktowane było chęcią zaoszczędzenia na czasie i kosztach transportu pustych szpul z placu budowy do fabryki. Nawijanie drutu na szpule prowadzono przez 24 godziny na dobę, z tem wyliczeniem, aby mieć zawsze dzienny zapas drutu gotowego do przedzenia. Próby połączeń drutu były robione w każdej pełnej szpuli. Połączenia te, zgodnie z przyjętymi warunkami technicznymi, wykazywały nie mniej niż 95% wytrzymałości drutu. Należy zaznaczyć, że gwint na drucie w miejscach połą-

czeń nie był nacinany, lecz odkuwany lub prasowany na zimno.

Najważniejszą częścią montowania lin głównych jest przedzenie lin tak, aby natężenia we wszystkich drutach były możliwie jak najbardziej jednakowe. W tym celu przeciągnięto pierwszy drut, t. zw. wzorcowy, któremu nadano żądany zwis, oczywiście z uwzględnieniem wpływu temperatury. Zwis następnych drutów był sprawdzany ze zwisem drutu wzorcowego. Samo przedzenie było uskutecznione zapomocą koła, zawieszzonego na linie bez końca, przesuwane od jednego brzegu rzeki do drugiego i ciągnącego pętlę drutu. W ten sposób za każdym przejściem koła przeciągane były dwa druty. Po sprawdzeniu długości (strzałki) drutów, zostawały one zakładane za odpowiednią podkowę zakotwienia, znajdującą się pomiędzy prętami oczkowymi. Liny główne mostu Filadelfijskiego składają się z 61 pęczków, każdy zaś pęczek zawiera 306 drutów, czyli całkowita liczba drutów w każdej linie wynosiła 18 666. Na każdy pęczek osobno nakładano specjalne obrączki z cienkiej blachy. Po ustaleniu właściwego zwisu pierwszego pęczka, następne pęczki drutów dopasowywano do pierwszego. Regulowanie długości (zwisu) pęczków wykonywano zawsze w dniu pochmurne, wzgl. dżdżyste, lub też przed świtem. Do utrzymania na miejscu wszystkich pęczków używano drewnianych klamer w kształcie sześciokątów. W przeciwnym razie, z powodu wydłużania się górnych pęczków pod wpływem ciepła słonecznego, cały ich zespół rozchodziłby się na szerokość 5—6 stóp. Przedzenie lin w moście Filadelfijskim trwało 5 miesięcy i 5 dni. W celu sprasowania lin głównych i nadania im formy kulistej. (zam. sześciokątnej) używano specjalnych pras hydraulicznych. Po sprasowaniu liny, owiżywano ją jeszcze na całej długości linką stalową w odstępach ok. 60 cm (2 stopy), dla zachowania nadanego jej przekroju.

Dalej umocowywano na linie głównej tuleje, służące do przytwierdzania wieszaków pionowych. Miejsca dla tych tulej były starannie odmierzone. Z powodu dużej giętkości lin głównych, zawieszanie kratownicy sztywności musiało być uskutecznione z zachowaniem stopniowego wzrostu obciążenia lin i równocześnie możliwie równomiernie rozłożonego na całym przesle. Montaż ten był przeprowadzony czterema etapami. Pierwsza faza obejmowała te części żelazne, które były potrzebne do podtrzymania suwnic oraz części pionowe kratownicy, do których były przymocowywane liny wieszaków. W drugiej fazie, na powrotnej drodze suwnic w stronę wież, zmontowano wszystkie krzyżulce. W trzeciej fazie zmontowano pas górny, zaczynając od wież. W czwartej i ostatniej fazie zmontowano pozostałe części, chodniki, jezdnię i t. d.

Zmontowanie przesła bocznych następowało w zależności od przesła środkowego, ażeby zapobiec nadmiernym odchyleniom wież i niewłaściwym strzałkom ugięcia lin głównych.

Po zmontowaniu całej konstrukcji stalowej dźwigarów, liny główne zostały owinięte raz przy razie miękkim galwanizowanym drutem stalowym.

Owijanie lin głównych odbyło się zapomocą maszyny pomysłu inż. Holton'a D. Robinson'a, która była pierwszy raz użyta na budowie mostu w New Yorku. Podobne owijanie było stosowane w mostach Brooklińskim i Manhattan. W moście Williamsburg spróbowano odstąpić od tego zwyczaju i zastosowano osłonę z blach stalowych; okazały się jednak one niepraktycznymi, gdyż rozwijały się po paru latach, wobec czego zamieniono je też na owinięcie drutem.

#### Próby materiału.

Projektując w moście Filadelfijskim przeszło środkowe o długości 1066,8 m, dotychczas niespotykanej w mostownictwie, wydawało się koniecznym poddać materiał przeznaczony do budowy szeregowi wyczerpujących prób lin głównych, m. in. i takich, które nie były dotąd stosowane przy budowie mostów. Przy obliczaniu lin głównych, wybór właściwego naprężenia roboczego zależał od jakości materiału, który mógł być otrzymany od wytwórców drutu. Granica sprężystości, wytrzymałość na rozciąganie, wydłużenie oraz moduł sprężystości były cechami pierwszorzędnej wagi.

Wstępne próby, przed projektowaniem głównych lin, pozwoliły na ustalenie racjonalnych warunków technicznych odbioru, zapewniających bezpieczeństwo w warunkach przyjętego naprężenia. Dane co modułu sprężystości były ważnym czynnikiem przy wyznaczaniu średniej wartości, zastosowanej przy obliczaniu zachowania się lin.

Wykonano około 90 000 prób na rozciąganie drutu na liny główne, podczas wytwarzania 6 800 tonn tego materiału. Próbkę drutu brano z końca każdego odcinka lub z każdego 70 kg materiału.

Również robiono próby wytrzymałości połączeń drutów, wytrzymałości drutu przy łącznym działaniu rozciągania i zginania oraz wyznaczano współczynnik tarcia przy zeszliżgiwaniu się tulej z lin.

Druty były łączone zapomocą specjalnych nakrętek. Przed zatwierdzeniem tego typu połączeń wykonano wiele prób. Warunki odbiorcze wymagały od połączeń 95% wytrzymałości samego drutu. W rzeczywistości tylko w trzech wypadkach procent ten spadł poniżej 95%, wynosząc najniżej 94,6%. Średnio procent ten przewyższał 95, a w jednej próbie sięgał nawet 100.

Jeden z wybitnych inżynierów, podczas dyskusji nad referatem autora o moście Filadelfijskim powiedział: „Musimy pamiętać, że w drutach najbardziej wytrzymała jest ich warstwa zewnętrzna, co jest powodem, dlaczego cienkie druty są stosunkowo wytrzymalsze od grubych. Jeżeli powierzchniowa warstwa ulegnie korozji, drut staje się łatwo łamliwym”. Powyższe twierdzenie okazało się niesłusznym (inaczej byłyby poważne wątpliwości co do celowości używania drutów na liny mostów wiszących); dla zbadania tej sprawy poddano próbom na rozciąganie druty o średnicy zmniejszonej przez obtaczanie.

Pierwszych pięć prób wykonano z drutem niegalwanizowanym, o pełnym przekroju, przy średnicy 4,8 mm. Średnią wytrzymałość otrzymano

161,2 kg/mm<sup>2</sup>. Następne próby przeprowadzono z mniejszymi średnicami i otrzymano wyniki nast.:

Średnica drutu w mm	Obciążenie rozrywające kg	Naprężenie kg/mm <sup>2</sup>
4,67	2790	162,6
4,42	2510	163,7
3,78	1872	165,4
3,12	1269	164,3
2,51	801	161,4

Innymi słowy, drut o średnicy zredukowanej do połowy pierwotnej miał proporcjonalnie tę samą wytrzymałość.

Druty ułożone w siodłach, spoczywających na wierzchołkach wież, oraz tuleje ulegają nie tylko bezpośredniemu rozciąganiu, ale również boczemu ścisaniu, wywołanemu bądź przez ścianki boczne podpór, bądź przez sąsiednie druty. Należało upewnić się, czy boczne ciśnienie wywiera jakiś wpływ na zmniejszenie wytrzymałości na rozciąganie drutów. Okazało się, że w drutach z warstw, leżących przy samej ścianie siodła i ulegających dodatkowemu ciśnieniu bocznemu 50 000 kg na metr bieżący, spadek wytrzymałości na rozciąganie wynosi mniej niż 2%. Nie znaleziono również zmniejszenia granicy sprężystości (proporcjonalności) drutu z wnętrza liny pod dodatkowym ciśnieniem 59 000 kg/m, zaś zmniejszenie naprężenia rozrywającego wyniosło zaledwie 0,34%.

Przy połączeniu głównych lin z prętami oczkowymi zakotwienia, drut przechodził dookoła głowicy zakotwienia, będąc zginany tak, że promień zgięcia wynosił min. 24,8 cm. W celu określenia wyniku takiego gięcia na wytrzymałość drutu, wykonano próby drutu zginanego około koła o średnicy 45,7 cm i porównano z wytrzymałością drutu prostego. Okazało się, że powyższe zginanie nie powodowało dostrzegalnego spadku wytrzymałości. Robione były również próby wytrzymałości pęczków z drutów równoległych. Tego rodzaju prób nie robiono od czasu badań Geo S. Morrison'a nad mostami wiszącymi<sup>\*)</sup>. Jednak ze względu na inny rodzaj wieszaków, używany wówczas, pęczki drutów Morrison'a wykazywały tylko 80% wytrzymałości w stosunku do sumarycznej wytrzymałości drutów.

Drut mostu Filadelfijskiego poddawany był próbom w pęczkach złożonych z 37, 80 i 306 drutów. Ostatnia liczba odpowiada liczbie drutów w pęczkach lin głównych tego mostu.

Próby pęczków o 37 drutach wykazały 96% wytrzymałości. Pęczki 80-drutowe bez złącz dały przy próbach średnio 95% wytrzymałości. Dla zbadania wpływu złącz w poszczególnych drutach, robiono próby w pęczkach 80-drutowych, w których każdy drut był złączony normalną nakrętką. Jest interesujące, że wytrzymałość tych pęczków wyniosła 95,1%, czyli więcej, aniżeli drutu nie złączonego, co dowodzi, że wpływ nakrętki na poszczególnych drutach na wytrzymałość całej liny głównej można pominąć.

<sup>\*)</sup> Trans. Am. Soc. C. E. Tom XXXVI, grudzień 1896.

Próby pęczków o 306 drutach wykonano w tym celu, aby uzyskać warunki identyczne z zastosowanymi w praktyce, ze szczególnem uwzględnieniem połączeń pęczków z prętami zakotwienia.

Przygotowano pęczki o długości ok. 8,5 m. Druty starannie przeciągnięto wokoło dwóch klocków, umieszczonych na specjalnie skonstruowanych ramach, które później mogły być zdjęte na maszynie rozrywającej. Druty wzięto tego samego wymiaru i gatunku, co użyto przy obliczaniu. Dwie próby wykazały 95,2% i 94,0% wytrzymałości. Siła rozrywająca najłabszego pęczka stanowiła 850 000 kg.

Ponieważ wymiary głównych lin mostu Filadelfijskiego były dotąd niespotykane, uznano za konieczne wyznaczenie wielkości tarcia pomiędzy poszczególnymi drutami i zbadania w ten sposób możliwości pojawienia się wtórnych naprężeń w linach. W tym celu robiono próby na kawałkach lin o długości 3,05 m, a średnicy 0,239 m. Na takim odcinku liny umieszczono pięć kłamer. Pomiędzy kłamrami owinięto linę drutem Nr. 12. Próbką taka była następnie poddana zginaniu w pionowej maszynie probierczej. Jak było do przewidzenia, próba wykazała wielką giętkość liny o drutach równoległych w porównaniu z prętem pełnym; zarazem wywnioskowano z tej próby, że przy obliczaniu naprężeń wtórnych w linie trzeba przyjmować tarcie w wysokości 20%.

Dla określenia oporu tulej na tarcie i ślizganie, przeprowadzono próby tarcia pomiędzy poszczególnymi drutami a blokami żelaznymi o różnym stopniu szorstkości. Takież próby wykonano z małą tulejką i próbną liną o średnicy 23,86 cm

oraz z normalną tuleją i odcinkiem pełnej liny. Tuleja była przymocowana do liny zapomocą sześciu śrub o średnicy 4,75 cm. Okazało się, że zeslizgiwanie się tulej rozpoczynało się pod ciężarem 89 360 kg, przy nacisku każdej śruby — 23 820 kg.

Spółczynnik tarcia był więc 62,3%. Tak wysoki współczynnik przypisać należy wzdęciu liny naokoło mufki. Inne, mniej ważne próby, jak wyznaczenie tarcia poszczególnych drutów w linie sprasowanej i określenie średnicy takiej liny, były robione z odcinkiem liny o pełnym wymiarze.

Zasadniczym czynnikiem wytrzymałości wież mostu Filadelfijskiego jest płyta, wzmocniona i umocowana na końcach kątownikami. W literaturze technicznej danych doświadczalnych o wytrzymałości takiego elementu było bardzo niewiele. Powszechnie stosowana reguła przy projektowaniu tego rodzaju ustroju wymaga aby niepodparta szerokość blachy nie była większa aniżeli trzydziestokrotna jej grubość. Zawdzięczamy to prawidło, zdaje się, Fairbairn'owi.

Było rzeczą konieczną sprawdzić wytrzymałość takich płyt na ciśnienie zapomocą próby bezpośredniej. W związku z tym przeprowadzono wyczerpującą serję prób przy współudziale amerykańskiego Bureau of Standards. Wynik prób potwierdził wystarczalność reguły Fairbairn'a. Robiono próby płyt pojedynczych i podwójnych ze stali krzemowej, ponieważ ta była użyta w wieżach; grubość blachy wynosiła od 9,39 mm do 25,39 mm. Cały system przyrządów był zainstalowany do mierzenia odkształceń w różnych miejscach. Próby wykazały, że elementy wieży mogły wytrzymać nacisk 31 do 32 kg/mm<sup>2</sup>).

## Postępy prac przy meljoracji Polesia<sup>1)</sup>.

Napisał Inż. Józef Pruchnik.

### II. Studja rolniczo-torfowe.

Studja rolniczo-torfowe odbywały się według opracowanego planu w trzech grupach: gleboznawczej, florystyczno-torfowej i ekologicznej. Studja oparte są nie tylko na wynikach badań naukowych, otrzymanych wprost w terenie, ale i na wynikach praktycznych Państwowego Instytutu Naukowego Gospodarstwa Wiejskiego w Puławach i w Zakładzie Doświadczalnym Uprawy Torfowisk pod Sarnami. Ponieważ Zakład Doświadczalny pod Sarnami prowadzi badania na torfach nizinnych, Biuro Pr. Melj. Polesia, celem uzupełnienia tychże i na torfach wyżynnych, założyło poletka doświadczalne na typowych torfach wyżynnych, częściowo już zmeljorowanych, w majątku Temrze w pow. Kobryńskim. Kierownictwo fachowe oddano w ręce p.p. Inż. Baca, doc. Politechniki Lwowskiej i p. Inż. Ostaszewskiego z Zakładu Sarneńskiego.

#### 1. Grupa gleboznawcza.

Grupa gleboznawcza rozpoczęła właściwą pracę terenową dopiero na wiosnę 1929 r. Okres poprzedni został poświęcony prawie całkowicie wyszkoleniu polowemu i laboratoryjnemu nowoprzyjętych pracowników.

Celem skartowania gleb poleskich, podzielono cały obszar Polesia na siedem rejonów (powierzchnia każdego z nich wynosi około 750 000 ha), w tem założeniu, że zostanie zorganizowanych siedm grup operacyjnych i że każda z nich, licząc od sezonu wiosennego 1929 roku, opracuje swój teren w ciągu lat czterech. W roku sprawozdawczym uruchomiono jednak tylko cztery grupy operacyjne, gdyż Biuro Meljoracji Polesia, mając w

<sup>1)</sup> Wszystkie szczegóły prób, ich opisy i wyniki znajdują czytelnicy w końcowym sprawozdaniu Komitetu technicznego budowy mostu Filadelfja—Camden. Sprawozdanie to znajduje się m. in. w Bibliotece Politechniki Warszawskiej.

<sup>\*</sup>) Dokończenie do str. 652 w zesz. 36 z r. b.

pierwszym roku znaczne wydatki, związane z pracami organizacyjnymi, nie udzieliło grupie gleboznawczej pełnej dotacji. W roku 1930-ym ilość grup operacyjnych zostanie prawdopodobnie zwiększona.

Każda z grup składa się z czterech ludzi: gleboznawcy, praktykanta polowego i dwóch robotników. Poszczególne grupy mają do rozporządzenia jednokonne wózki typu poleskiego; wózki te służą do przewożenia próbek, przyrządów i rzeczy gleboznawców.

W sezonie sprawozdawczym praca terenowa trwała, dzięki pomyślnym warunkom atmosferycznym, przeszło sześć miesięcy (od 1-go maja do 4-go listopada). W ciągu tego okresu czasu wykonano zdjęcia 81 arkuszy mapy sztabowej w skali 1:25 000. Przeciętnie wypada na każdą grupę operacyjną po 20 arkuszy, co odpowiada ściśle obszarowi, przewidywanemu w planie organizacyjnym.

W czasie zdjęć brano z poszczególnych poziomów glebowych próbki do badań laboratoryjnych, starając się, aby przeciętnie na jeden arkusz wykonanego zdjęcia wypadło nie mniej niż 10 próbek. Poza tem brano z poszczególnych wyodrębnionych odmian gleby monolity, przeznaczone do Puławskiego muzeum gleboznawczego, w którym zorganizowany zostanie specjalny dział Polesia.

Zebrany materiał glebowy opracowywany jest obecnie pod względem chemicznym, a równocześnie analizuje się materiał, otrzymany przy kopaniu licznych studzienek obserwacyjnych do celów hydrologicznych.

W roku sprawozdawczym Wydział Gleboznawczy Instytutu Puławskiego zbudował halę wegetacyjną, w której prowadzone będą badania nad żyznością gleb poleskich. Ponadto w laboratorium Wydziału prowadzone są specjalne studia nad składem chemicznym torfów poleskich, i to w odniesieniu nie tylko do składników mineralnych, lecz i organicznych; badany jest mianowicie skład materji organicznej (poszczególne grupy składników) w torfach rozmaitego pochodzenia i porównawczo skład materiału, znajdującego się w rozmaitych stadjach storfienia.

W doświadczeniach wegetacyjnych uwzględnione będą badania nad wartością nawozową niektórych torfów poleskich.

Powyższe prace prowadzone są pod ogólnym kierownictwem D-ra Tadeusza Mieczyskiego, który ma do pomocy odpowiedni personel naukowy.

Zdjęcia gleboznawcze na Polesiu, ze względu na ich szczegółowość, nie noszą charakteru marszrutowych, lecz prowadzone są systemem „bazowym”, polegającym na tem, że gleboznawca obiera sobie na przeciąg dwóch — trzech tygodni stałe siedlisko (bazę operacyjną) i przeprowadza szczegółowe zdjęcia przyległych obszarów.

Gleboznawca, przebywając na miejscu, poza wykonaniem badań bezpośrednich, ma obowiązek zaznajamia się z lokalnymi warunkami gospodarczymi i, w miarę możliwości, zbiera dane statystyczne, dotyczące obszarów gruntów ornych, rodzaju uprawy, ilości osiągniętych zbiorów z jednego ha poszczególnych kultur, ilości inwentarza,

przypadającego na 1 ha gruntów uprawnych, łąk i pastwisk w poszczególnych gospodarstwach i t. p.

Poszczególni gospodarze zazwyczaj bardzo chętnie udzielają wszelkich potrzebnych gleboznawcom wiadomości, zapytani jednak o osiągnięte zbiory, wykazują z reguły silną tendencję do podawania cyfr znacznie niższych od rzeczywistych.

Zdjęcia tegoroczne, obejmujące w przybliżeniu  $\frac{1}{6}$  terenu podlegającego skartowaniu, są obecnie kontrolowane zapomocą badań laboratoryjnych i stanowią jeszcze materiał surowy, nie nadający się do ujęcia syntetycznego. Tem niemniej dostarczyły one już szeregu danych, mających doniosłe znaczenie dla sprawy podniesienia produkcji rolnej na Polesiu.

Stwierdzono mianowicie, że:

1) Na terenach skartowanych istnieją znaczne obszary gleb, łąk i pastwisk podmokłych i zabagnionych, nadających się do meljoracji lokalnej, zupełnie niezależnie od generalnej akcji osuszenia Polesia.

2) Lokalna akcja meljoracyjna (system otwartych rowów), prowadzona szeroko w ostatnich latach przedwojennych, rozwija się obecnie bardzo słabo i większość dawnych rowów i odpływów znajduje się w stanie zupełnego zapuszczenia.

3) Na terenie skartowanym obszar gruntów, które mogłyby ulec ewentualnemu przesuszeniu po zmeljorowaniu przylegających kompleksów zabagnionych, nie przekracza 3—4% obszarów, które po zmeljorowaniu dałyby się wyzyskać do celów gospodarczych.

4) Osuszenie zabagnionych i torfiastych łąk, bez jednoczesnych zabiegów kulturalnych, powoduje znaczne i długotrwałe obniżenie zbiorów siana. Natomiast stwierdzono, że zastosowanie po osuszeniu odpowiedniej uprawy przy obsiewie zmeljorowanych terenów słodkimi trawami daje ogromną zwyżkę suchej masy z jednego ha, nawet na gruntach ubogich (pod storfiąłą próchnicą siwy piasek glejowy). Jest rzeczą oczywistą, że miejscowi drobni rolnicy, bez stworzenia odpowiedniej organizacji, rozwinięcia przez instruktorów rolnych energicznej propagandy i zwłaszcza bez wydanej pomocy kredytowej ze strony państwa, nie będą w możności sami zagospodarować obszarów osuszonych.

5) Sprawozdania poszczególnych grup operacyjnych wskazują zgodnie na zatrważający stan, w jakim znajdują się lasy poleskie; stwierdzono mianowicie szybko postępujące zabagnienie gruntów w zapuszczonych porębach, brak odnowienia drzewostanów, zdziczenie gleby i masowe wymieranie wartościowych gatunków drzew.

6) Na znacznych obszarach stwierdzono występowanie nieustalonych piasków suchych i nie nadających się na kultury leśne ubogich sapów oraz płytkich torfów (30—40 cm). Na gruntach tych z korzyścią uprawiane być mogą rozmaite szlachetne odmiany wikliny. (Sprawa zorganizowania na szeroką skalę uprawy wikliny na Polesiu wydaje się kwestją, mogącą mieć doniosłe znaczenie gospodarcze).



## 2. Grupa florystyczno-torfowa.

Materiały i wiercenia torfowe, zebrane w roku ubiegłym, opracowano i przygotowano do druku. Osiągnięte wyniki naukowe ukazały się w pracy p. t. „Stratygrafia torfowisk Polesia”. Główne wyniki prac streszczają się w następujących punktach:



Rys. 9. Barak laboratoryjny na dzikim torfowisku pod Sarnami.

Torfowiska i bagna poleskie rozpadają się na kilka typów:

1) mady rzeczne, 2) gitje jeziorne, 2) torfowiska olszynowe, 4) torfowiska hałowe (płytkie, piaszczyste torfy turzycowe), 5) właściwe torfowiska nizinne turzycowo-mszyste (typy bezleśne i typy zalesione), 6) torfowiska przejściowe, 7) torfowiska wyżynne.

Wiercenia torfowe wykazują, że obszary Polesia są częściowo wynikiem zatorfienia rzek, częściowo zaś jezior. Wynik ten, niezgodny z wypowiedzianym w swoim czasie poglądem Tanfiliewa, opiera się na opracowaniu metod mikroskopowych, pozwalających na odróżnienie osadów rzecznych od jeziornych i na zbadaniu osadów spoczywających w spażu torfowisk dotychczas zbadanych.

Opracowanie metodą van Posta 84 torfowisk poleskich pozwoliło na uchwycenie mikroskamiecin przewodnich, pozwalających na określenie wieku pokładów torfowych. W wyniku tych badań udało się określić wiek ważniejszych obszarów torfowych Polesia i utrwalić fazy starsze i młodsze w historii procesu zatorfienia całego obszaru oraz związać je z historią rzeźby Polesia. Proces ten rozpada się na fazę starszą — jeziorną i fazę młodszą — rzeczną. Stare zatorfienia jeziorne związane są z wysokimi tarasami i wododziałami, młode zatorfienia rzeczne charakteryzują dzisiejsze doliny. Taki układ stosunków wiekowych w torfowiskach poleskich i taki układ w rzeźbie terenu pozwala na wysnucie wniosku, że wododziałowe obszary torfowe Polesia są starsze od dzisiejszej rzeźby Polesia, a w szczególności starsze niż proces wcięcia się Prypeci, a tem samem stanowią elementy niezależne od procesów obniżenia się stanu wód w rzekach i głównych arteriach odpływowych.

W sezonie letnim r. ub. zebrano dalsze materiały torfowo-stratygraficzne, będące obecnie w

opracowaniu. Pozatem zajmowano się szczególnie stosunkiem typów torfowych do rzeźby terenu. W wyniku badań dotychczasowych ustalono ścisły związek występowania torfowisk wyżynnych z wysokimi położeniami (wododziałami) w terenie, a płytkich torfowisk hałowych i olszynowych z najniższymi tarasami rzeczniemi. Stosunki te badano z jednej strony szczegółowo łącznie z pomiarami niwelacyjnymi w okolicach Sarn, a następnie ogólnie na obszarze zamkniętym między Słuczą a Stublą. Zgromadzono przytem materiały kartograficzne, dotyczące rozkładu torfowisk i ich typów na wspomnianym obszarze. Równocześnie przeprowadzono szczegółowe fotosocjologiczne badania nad roślinnością i procesami wzrostu torfowisk wyżynnych. Studja te doprowadziły do wyróżnienia kilku typów torfowisk wyżynnych, uchwytanych metodami florystycznymi, a niewątpliwie różnych co do rolniczo-chemicznych właściwości.

Zajmowano się następnie układem strefowym flory leśnej w sąsiedztwie torfowisk. Badania te doprowadziły do uchwycenia kilku typów florystycznych lasów na Polesiu i ich ustosunkowania się topograficznego do rzeźby terenu i torfowisk.

Wreszcie poświęcono uwagę procesom bocznym zatorfienia w torfowiskach wyżynnych i nizinnych. Badania te doprowadziły dotychczas do pewnych pozytywnych wyników w odniesieniu do torfowisk wyżynnych na wododziałach. Dalsze materiały stratygraficzno-torfowe są obecnie opracowywane i zostaną wykończone przed nadjeściem wiosennego sezonu roboczego.

Badania florystyczno-torfowe, jakie dotychczas przeprowadzono na terenie Polesia, objęły obszar 35-ciu arkuszy mapy w skali 1 : 100 000. Ponieważ badania prowadzone są systemem bazowym, trudno jest je przedstawić w procentach względem całości.



Rys. 10. Pomiary promieniowania aktynometrem.

Obszary na mapce, przedstawiającej przeglądowo niektóre z dotychczas przeprowadzonych badań, zaznaczone kropkowaniem, obejmują te 35 arkuszy, na których odbywają się badania torfowe.

Badania wahają się między 10% a 50% w danych arkuszach. Wszystkie sprowadzone do jednego mianownika dają wartość równą 16% całości.

### 3. Grupa ekologiczna.

Grupa ekologiczna pracowała w dalszym ciągu nad rozwiązaniem szeregu zagadnień, związanych z przejawami życiowymi roślin oraz czynnikami, działającymi na ich rozwój.

Badano: 1) temperatury powietrza minimalne, 2) temperatury powietrza submaksymalne, 3) temperatury gleby, 4) zdolność ewaporacyjną powietrza, 5) zawartość dwutlenku węgla w powietrzu, 6) oddychanie gleby i 7) promieniowanie. Badania były prowadzone pod osobistym kierownictwem Prof. Dr. Szymkiewicza. Prace przygotowawcze (budowa baraków, zakupywanie i próbowanie przyrządów, instalowanie tychże w terenie, ogrodzenia i t. p.) trwały całą zimę. Przeciągnięty się jednak dłużej, niż się spodziewano, i dopiero w połowie czerwca r. ub. uruchomiono badania w całej ich rozciągłości.

Do tego rodzaju badań teren Zakładu Doświadczalnego Uprawy Torfowisk pod Sarnami nadaje się szczególnie dobrze, gdyż punkty obserwacyjne zarówno na osuszonej, jak nieosuszonej części torfowiska leżą na tym samym poziomie, skutkiem czego nie zachodzą tu komplikacje, powodowane przez przyływ zimnego powietrza w nocy z miejsc wyższych na niższe.

Osiągnięte wyniki badań są niekompletne, gdyż dotyczą tylko drugiej połowy sezonu wegetacyjnego, wtedy gdy dla otrzymania wyników kompletnych potrzeba przynajmniej jednego pełnego okresu wegetacyjnego.

Badania nad zawartością dwutlenku węgla w powietrzu, przeprowadzone zapomocą rurek Pettenkofera, wykazały 0,82 g na m<sup>3</sup>, a więc o 50% więcej niż wykazują dotychczasowe badania przeprowadzone nad morzem (0,57 g m<sup>3</sup>).

Obecnie opracowywane są wyniki obserwacji poprzedniego sezonu i są przygotowywane przyrzędy do nowych badań w nadchodzącym sezonie.

### III. Studja geologiczne.

Badania geologiczne, przeprowadzone w r. 1929, wykazały w porównaniu z r. 1928, kiedy pracowała w polu tylko jedna grupa zdjęciowa Prof. Lencewicza z Warszawy oraz jeden samodzielny geolog, Stanisław Wołosowicz, również z Warszawy, znaczne polepszenie. W badaniach terenowych, oprócz tych samych sił naukowych, które pracowały w r. 1928, były zaangażowane jeszcze dwie grupy zdjęciowe, mianowicie Profesorów: Stanisława Pawłowskiego z Poznania oraz Mieczysława Limanowskiego i Bronisława Rydzewskiego z Wilna.

Tereny zbadane w r. 1929 są następujące:

Grupa zdjęciowa Prof. St. Pawłowskiego wykonała szczegółowe zdjęcia arkusza w skali 1 : 100 000 „Kamień Koszyrski”, czyli około 900 km<sup>2</sup>. W polu przy kartowaniu korzystano z map w skali 1 : 25 000, a następnie przenoszono na arkusz 1 : 100 000. Zdjęcie wymienionego arkusza zostało wykonane, jak o tem wyraźnie zaznacza Prof. Pawłowski, jedynie na podstawie płytkich

szurfów, przeważnie do 1 m głębokości, rzadziej głębszych, oraz naturalnych odkrywek, również nie bardzo głębokich. Łącznie zbadano 1095 odkrywek, czyli nieco więcej niż 1 odkrywkę na 1 km<sup>2</sup>. Wierceń głębokich, ze względu na szczupłość kredytów w r. 1929 i na brak odpowiednich świrdrów, nie wykonano. Braki te zostaną usunięte w roku bieżącym.

Grupa zdjęciowa Prof. Stanisława Lencewicza pracowała w dalszym ciągu na terenach badanych już w r. 1928, mianowicie w okolicach nadbużańskich i w górnym biegu Prypeci oraz nad jeziorami Świteż, Pulmieckie, Łuki i t. p.

Grupa ta skartowała arkusze w skali 1 : 100 000: „Krymno” (dopełnienie zdjęć zeszłorocznych), „Opalin” oraz „Hołowno”, łącznie około 1 000 km<sup>2</sup>. Te dwa ostatnie arkusze nie zostały jeszcze zakończone. Grupa rozporządzała świrdrem składanym 5-ciometrowym, przy którego pomocy wykonano około 30-tu wierceń 5-ciometrowych oraz około 100 płytszych, jednak wierceń głębszych nie wykonano, ze względu na brak kredytów. Poza zdjęciami geologicznymi, opracowywała grupa jezioro Świteż. W roku 1930, przy zwiększonych kredytach, będzie można uzupełnić przeprowadzone badania, przez wykonanie kilku głębszych wierceń świrdrowych, oraz powiększyć skład osobowy.

Grupa zdjęciowa Prof. Mieczysława Limanowskiego i Bronisława Rydzewskiego badała obszar, odpowiadający arkuszowi „Prużana” w skali 1 : 100 000. Nie rozporządzała ona świrdrem głębszym, a tem samem nie wykonała wierceń głębokich.

Geolog Stanisław Wołosowicz prowadził, jak w roku 1928, badania zupełnie samodzielnie, bez pomocy naukowej młodszych sił. Teren przez niego zbadany i skartowany wynosi około 700 km<sup>2</sup>, włączając w to i dolinę rzeki Jasiołdy w granicach arkuszy „Łahiszyn” i „Motol” w skali 1 : 100 000. Oprócz tego wykonano cztery głębokie wiercenia, a to: 30-metrowe w Poczapowie, 40-metrowe w Weleśnicy i osadzie wojskowej Osownicy oraz 30-metrowe w uroczysku Chlewiszcze. Wiercenia te na „wysokim” brzegu Jasiołdy mierzą 40 m głębokości każde, dały one dobre przekroje utworów lodowcowych i sedymentowanych w wodach stojących, zaś na niskim brzegu lewym — 30 m; to ostatnie wykazało materiał nader jednolity w dolinie Jasiołdy. Wiercenia te, łącznie z dwoma wierceniami świrdrowymi, wykonanymi w r. 1928 w Żabczycach i Wyżłowiczach, położonych również w dorzeczu Jasiołdy, ale znacznie dalej na południe od właściwej doliny aluwjalnej tej rzeki, pozwoliły rozwiązać nie tylko problem stratygrafji utworów dyluwjalnych w dolnym i środkowym biegu Jasiołdy, ale przedewszystkiem rzuciły światło na stosunki hydrologiczne, w jakich woda gruntowa występuje, a zatem jej poziom, czynniki sprzyjające jej konserwacji, czy gromadzeniu się w pewnych poziomach, przepuszczalność lub nieprzepuszczalność pewnych warstw, co oczywiście musi mieć duże znaczenie dla sprawy zmeliorowania omawianego terenu, a także terenów sąsiednich.

Naukowe kierownictwo badań geologicznych spoczywa w rękach Poleskiego Komitetu Geologicznego, w którego skład wchodzi: Prof. Dr. Li-manowski Mieczysław (prezes), Prof. Dr. Paw-

Badania ekonomiczne rozpoczął późną jesie-nią Prof. Politechniki Lwowskiej Dr. Henryk Gur-ski. Zbadano dotychczas pow. Prużański. W roku 1930 i następnych latach będzie Prof. Gurski pro-



Rys. 11. Rzeka Muchawiec przed regulacją.



Rys. 12. Rzeka Muchawiec po regulacji.

łowski Stanisław (sekretarz), Prof. Dr. Lencewicz Stanisław, Prof. Dr. Rydzewski Bronisław, Doc. Wołosowicz Stanisław, oraz delegaci grupy hydrologicznej: Inż. Zubrzycki Tadeusz, Inż. Dr. Rosłoński Romuald i delegat grupy gleboznawczej Dr. Mieczysław Tadeusz, Kierownik Państw. Inst. Nauk. Gosp. Wiejsk. w Puławach.

Na posiedzeniu naukowym Komitetu Geologicznego, które odbyło się dnia 22-go lutego r. b. w Warszawie, przedyskutowano przeprowadzone dotychczas badania, jak też ustalono sposób przeprowadzenia tychże oraz program prac na rok bieżący.

#### IV. Studja ekonomiczne.

Studja ekonomiczne mają na celu zbadanie stanu ekonomicznego Polesia, przede wszystkim stanu gospodarstw rolnych (podział obszaru ziemi, stan posiadania wielkiej i małej własności, wielkość obszarów zajętych pod uprawę różnych kultur — grunta orne, łąki, pastwiska, nieużytki i t. p.).

Specjalne badania prowadzi się nad majątkami państwowymi, których obszar na Polesiu wynosi przeszło 1/2 miliona ha.

Badania ekonomiczne konieczne są z następujących względów:

1) Dla ustalenia prognozy podniesienia ekonomicznego gospodarstw rolnych w miarę wykonywania projektu meljoracji Polesia.

2) Dla ocenienia, w jakim stopniu interesowani właściciele gospodarstw rolnych mogą się przyczynić do sfinansowania planu meljoracji Polesia, tudzież czy ten udział będą mogli pokryć gotówką, czy też w inny sposób (naprz. wielka własność może odstąpić Państwu część gruntów).

3) Do jakiej wysokości można hipotekę majątków państwowych obciążyć pożyczką zagraniczną na cele meljoracji i jaka jest nadzieja zamortyzowania tej pożyczki bez znacznego obciążenia Skarbu Państwa.

wadził studja dalej w porozumieniu i przy pomocy Wydziału ekonomiki rolnej gospodarstw drobnych Instytutu w Puławach.

#### Roboty wykonawcze.

Roboty wykonawcze prowadzono, jak w roku ubiegłym, na rzekach: Hrywdzie z kanałem Lubiszczycyckim, Muchawcu, Osipówce, kanale Królowej Bony, Motykałskim oraz prowadzono roboty ochronne na kanale Żylińskiego. Niestety, z powodu małych dotacyj, nie mogły się te prace rozwinąć w takim tempie, na jakoby sprawa Polesia zasługiwała.

Wyniki przedstawiają się cyfrowo następująco:

Rzeka	Rok	Długość wy-konanej ro-boty w m. b.	Robót ziemnych m <sup>3</sup>	Płotków m. b.	Darniowania m <sup>2</sup>	Koszt robót zł.
Hrywda i kanał Lubiszczycycki	1929	7 235	156 852	14 708	2 935	160 200
Muchawiec . . .	"	3 965	34 057	2 116	2 941	91 783
Osipówka . . .	"	5 187	52 593	9 890	6 750	37 275
Kanał Królowej Bony . . .	"	2 730	21 728	5 458	12 646	66 736
Kanał Motykał-ski . . .	"	2 946	33 778	5 992	17 339	34 064
Konserwacja kanału Żyliń-skiego . . .	"	7 980	24 912	160	210	10 638
R a z e m		31 823	327 275	47 084	42 894	400 696

Na szczególną uwagę zasługuje regulacja rzeki Hrywdy, lewego dopływu Szczary, w powiatach Baranowickim i Kosowskim, tudzież regulacja kanału Lubiszczycyckiego. Te roboty, których dotychczas wykonało Biuro na Hrywdzie 20 km, zaś na kanale Lubiszczycyckim 4 km, wspólnym kosztem i harmonijnym współdziałaniem Min. Rob. Publ. i Min. Ref. Rolnych, umożliwiły temu ostatniemu

Ministerstwu szczegółową meljorację kilkunastu tysięcy ha bagien torfowych w nadleśnictwie Wia-dotupickim. Roboty meljoracyjne, tudzież zakulturowanie torfowisk (orka, nawozy sztuczne, obsiew) rozpoczęło Min. Ref. Rolnych na dużą skalę w roku 1929, jak również budowę dróg gospodarskich i domów dla rolników.

Doświadczenia zdobywane przy robotach wykonawczych pozwalają wnioskować, iż — o ile racjonalne opracowanie projektu meljoracji Polesia jest rzeczą bardzo trudną, — o tyle samo wykonanie tegoż, zwłaszcza przy pomocy maszyn, których kilka jest już obecnie w ruchu, będzie rzeczą stosunkowo łatwą. Bajką jest również twierdzenie, o jakiejś wyjątkowej ciemności i jakoby

nawiązanie ścisłego kontaktu między poszczególnymi grupami badań naukowych, z drugiej strony — informowanie o wynikach przeprowadzonych badań tak świata naukowego, jak i opinii publicznej.

Dotychczas wyszły z druku:

Zeszyt 1. Stanisław Wołosowicz—Utwory dyluwjalne i morfologia wschodniego krańca t. zw. Półwyspu Pińskiego.

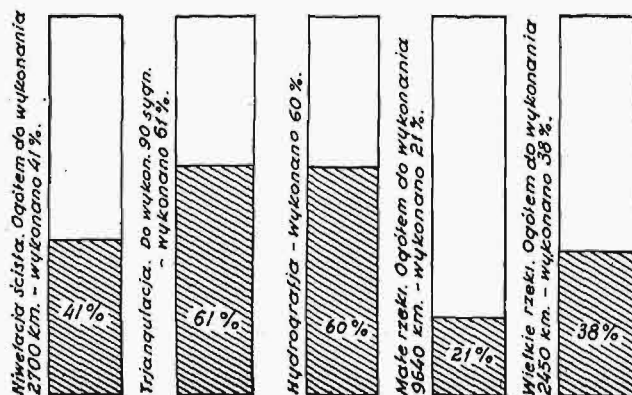
Zeszyt 2. Stanisław Kulczyński—Stratygrafia torfowisk Polesia.

W druku:

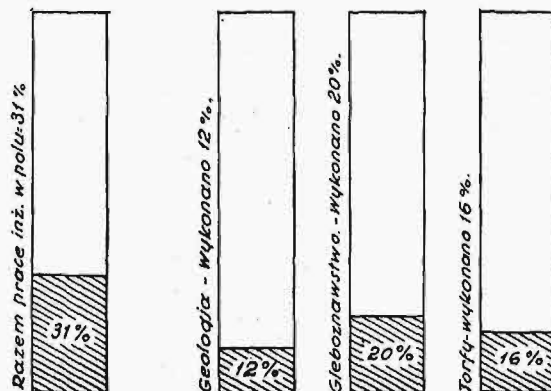
Zeszyt 3. Bronisław Szafran — Sfagna poleskie.

Następnie wyjdą prace: Prof. Dr. Szymkiewicza z dziedziny badań ekologicznych na Polesiu,

### Zdjęcia inżynierskie



### Studja i badania naukowe



Rys. 13.

wrodzonym lenistwie poleskiej ludności. Pracowałem w różnych dzielnicach naszego Państwa, ale nie widzę doprawdy różnicy na niekorzyść tutejszego ludu.

Przy robotach wykonawczych zatrudniało Biuro w roku 1929 tylko 2 siły inżynierskie

### Budowa domu dla biura.

Zaczęta w roku 1928 budowa domu dla Biura została ukończona i w jesieni tegoż roku oddana do użytku. Dom posiada, przy zabudowanej powierzchni 529 m<sup>2</sup>, kubaturę 8170 m<sup>3</sup>. Budynek zawiera 30 pokoi biurowych, w tem jedną wielką kreślarnię o powierzchni 94 m<sup>2</sup>. Mieszkań obejmuje pięć: trzy dla urzędników, dwa dla woźnych, — razem 20 ubikacyj. Budynek wyposażony jest we wszystkie nowoczesne urządzenia, jak centralne ogrzewanie, elektryczne oświetlenie, wodociągi i kanalizację. Wybudowany został kosztem 600 000 zł.

Ponadto wybudowano budynek gospodarczy na podwórzu Biura, zawierający garaż na dwa samochody oraz mieszkanie dla szofera, o ogólnej kubaturze 286 m<sup>3</sup>.

### Wydawnictwo „Prace Biura Meljoracji Polesia”.

W roku 1928 rozpoczęło Biuro wydawanie własnego organu p. t. „Prace Biura Meljoracji Polesia”. Zdaniem tej publikacji jest, z jednej strony,

p. Romana Gryglaszewskiego — sprawozdanie ze zdjęć aero-fotograficznych, z badań gleboznawczych i inne.

### Pracownicy techniczni i naukow.

Stan liczbowy pracowników technicznych i naukowych w roku 1929 przedstawiał się następująco:

Referat	Inżynierów	Absolwentów i techników	Techników o wykształceniu średnim	Pomocn. technicznych	Dozorców	Różnych
Pomiarowy	8	—	8	5	—	1 lotn. obser.
Meljoracyjny	9	1	13	5	—	
Hydrografji	2	2	—	3	4	
Wykonawczy	3	—	1	1	6	
Razem	22	3	22	14	10	72

Ponadto pracowało w roku 1929 przy badaniach polowych naukowych na Polesiu:

Profesorów Uniwersytetu 8, członków Państw. Inst. N. G. W. w Puławach 2, Państw. Inst. Geologicznego 1, razem 11.

Młodszych pracowników i asystentów 12.

Co do sił inżynierskich, to w stosunku do roku 1928 nastąpiła ta zmiana, że z reguły starano się przyjmować do Biura całkiem młodych ludzi,

wprost z Politechnik, albo z małą praktyką. Starsze pokolenie zawiodło.

System ten okazał się dobrym. Wprawdzie młodzi inżynierowie nie mają praktyki i doświadczenia, przynoszą jednak na Polesie energię, zapał, lekceważenie trudów i niewygód, a co najważniejsze — umysł giętki, nie opanowany rutyną biurokratyczną.

Projekt meljoracji Polesia nie może być wykonany przy pomocy żadnych dotychczas uświęconych reguł, instrukcyj i przepisów. Wszystkie metody trzeba samemu obmyślać i tworzyć, do żadnej nie wolno się przywiązywać, popełnione błędy natychmiast poprawiać i wyciągać wskazówki na przyszłość.

Ostatecznie okazało się, iż łatwiej jest nauczyć świeżego inżyniera praktycznych rzeczy, byleby wyniósł z Politechniki dobre przygotowanie teoretyczne, niż starszemu wybić z głowy nabytą gdzieindziej rutynę i nawyczki biurokratyczne.

### Zestawienie wykonanych prac, w odsetkach względem całości.

Poszczególne wyniki zdjęć inżynierskich oraz badań naukowych, wykonanych na obszarze całego Polesia od czasu istnienia Biura projektu meljoracji do końca roku 1929, przedstawiają się w odsetkach względem całości następująco:

#### I. Pomiary inżynierskie.

1) Niwelacja ścisła obejmuje w programie 2 700 km ciągów niwelacyjnych. Z tego wykonano dotychczas 1 100 km, co odpowiada 41% całości.

2) Triangulacja ma w programie wybudowanie 90 sygnałów. Wybudowano w latach 1928 i 1929 sygnałów 55, t. j. 61%.

3) Aero-fotografię, przy której pomocy zdjęto w roku 1929 sytuację rzek na przestrzeni 1 000 km, z ogólnej liczby 2 400 km, uwzględniono przy obliczaniu procentów z prac wykonanych na rzekach wielkich.

4) Zdjęcia wód (trasowanie kanałów i rzek małych oraz zakładanie i niwelacja reperów) obejmują 9 641 km tras, z czego dotychczas wykonano 1 994 km, czyli 21%.

Zdjęcia szczegółowe rzek wielkich obejmują w programie 2 450 km tras. Wykonano dotychczas 931 km, czyli 38%.

Nadmienić należy, że, na podstawie kalkulacji dla rzeki Prypeci oraz porównawczych danych referatu pomiarowego Biura, sytuacja wykonana przez aero-foto wynosi 40% całkowitej pracy polowej, potrzebnej do szczegółowego zdjęcia jednostki rzeki. W tej więc proporcji uwzględniono zdjęcia aero-fotograficzne.

5) Hydrografia. Z całego programu ukończono zakładanie studzien i wodowskazów. Uzupełniono stacje ombrometryczne i ewaporometryczne w 80% względem całości, hydrometryczne pomiary oraz niwelację studzien i wodowskazów wykonano w 55%, czyli średnio wykonane prace hydrograficzne stanowią 60% całości.

Reasumując wszystkie wykonane dotychczas prace inżynierskie w polu, otrzymamy 31%. Z tego więc wynika, że do końca roku 1929 wykonano blisko  $\frac{1}{3}$  wszystkich projektowanych inżynierskich zdjęć polowych. Zaznaczyć należy, że otrzymany procent wszystkich prac inżynierskich nie stanowi arytmetycznej średniej, ale obliczono go przy zastosowaniu odpowiednich wag dla poszczególnych rodzajów zdjęć polowych.

#### II. Studja i badania naukowe.

Dotychczas wykonane badania naukowe można ująć i przedstawić procentowo tylko w wielkiem przybliżeniu. Niektóre z nich, jak naprz. ekologiczne, nie dadzą się wogóle wyrazić procentowo.

Badania florystyczno-torfowe przeprowadzane są dotychczas na 35-ciu arkuszach map w skali 1 : 100 000. Wykonanie procentowe tych arkuszy waha się od 10% do 50%. W stosunku do całości, wynosi ilość dotychczas przeprowadzonych studjów około 16%.

Badania gleboznawcze, prowadzone przez Państw. Inst. Nauk. Gosp. Wiejsk. w Puławach, zostały wykonane w całości na obszarze przedstawiającym 20% całego terenu.

Grupa geologiczna zbadała dotychczas obszar, odpowiadający arkuszom map w skali 1 : 100 000: Kamień Koszyrski, Krymno, Opalin, Pińsk, jak też arkuszom składającym się na dorzecze Jasiołdy, które to dorzecze postanowiono opracować bardzo szczegółowo, ze względu na studja hydrologiczne, prowadzone przez Dr. Roślńskiego w tem dorzeczu. Procentowo względem całości wynoszą wykonane badania geologiczne 12%.

#### Program na przyszłość.

##### I. Pomiary inżynierskie.

Jak już wspomniano wyżej, ogólnych zdjęć inżynierskich w polu wykonano 31%, czyli prawie  $\frac{1}{3}$  całości. Program na przyszłość w poszczególnych działach przedstawia się następująco:

1) Niwelacja ścisła ma do wykonania jeszcze 1 600 km, t. j. 59% ciągów, które zostaną zamierzone w przeciągu dwóch następnych sezonów, t. j. w latach 1930 i 1931.

2) Triangulacja, której pozostało do wybudowania 35 punktów, t. j. 39%, będzie gotowa w roku 1931.

3) Zdjęcia wód, które stanowią gros prac dla projektu meljoracji, będą wykonane w latach 1930, 1931 i 1932. Obejmują one 10 760 km tras rzek, potoków i sztucznych dróg wodnych, co odpowiada 69% całości. Jeżeli nie zajdą żadne komplikacje natury finansowej, to prace te będą na czas gotowe.

4) Hydrografia. Główne zadanie — zakładanie studzien do badania wód gruntowych i zakładanie wodowskazów — jest już wykonane. Prace natury technicznej będą wykonane w dwóch sezonach 1930 i 1931 roku. Poza tem są gromadzone bez przerwy materiały obserwacyjne i opraco-

wywane dla rozwiązania zagadnienia gospodarstwa wodnego na Polesiu.

## II. Studja i badania naukowe.

Według informacji zasięgniętych u kierowników poszczególnych grup na konferencji gospodarczej, która odbyła się 26-go kwietnia r. b. w Brześciu n/B., badania naukowe florystyczno-torfowe i gleboznawcze będą ukończone w trzech następnych sezonach roboczych, w latach 1930, 1931 i 1932. Będzie przeprowadzona klasyfikacja i kartografia torfów i gleb poleskich. Na opracowanie i publikację wyników przeprowadzonych badań potrzeba będzie najmniej  $\frac{1}{2}$  roku po ukończeniu zdjęć polowych.

Badania geologiczne, prowadzone dotychczas metodą bardzo szczegółową, ze względu na brak geologów — dyluwjalistów, wynoszą zaledwie 12% całości. W najbliższym czasie ma być program zmodyfikowany, odpowiednio do potrzeb projektu meljoracji.

Studja ekologiczne, nie związane ani z miejscem ani z przestrzenią, nie dadzą się przedstawić cyfrowo. Jednakże w trzech następnych latach da się rozwiązać szereg zagadnień, dotyczą-

cych wpływu osuszenia Polesia na przyrost masy organicznej roślin, jak też otrzyma się pewne wyniki pod względem klimatycznym.

Tak więc, z wyjątkiem badań geologicznych, których końca nie można jeszcze w tej chwili przewidzieć (będzie to zależało od ujęcia tej sprawy przez Poleski Komitet Geologiczny), wszystkie inne studja i badania, tak inżynierskie, jak i naukowe, będą z wielkim prawdopodobieństwem ukończone do końca roku 1932, o ile neutralnie jakies nieprzewidziane przeszkody (zmniejszenie i nieregularne asygnowanie miesięcznych kredytów) nie staną na przeszkodzie.

W dotychczasowych zestawieniach nie są uwzględnione prace biurowe, dotyczące opracowania zdjęć i pomiarów polowych. Wspomnieć jednak należy, że prace te postępują równolegle ze zdjęciami polowymi. W miesiącach zimowych przygotowuje się te wszystkie rysunki, wykazy i materiały, które już obecnie można wykonać, nie czekając zakończenia zdjęć.

Niemniej jednak po ukończeniu prac polowych upłynie kilka miesięcy, zanim projekt będzie gotowy. W każdym razie miejmy nadzieję, iż stanie się to w przeciągu roku 1933.

## Normalizacja narzędzi<sup>\*)</sup>.

*Napisał Inż. St. Plużański, przewodniczący Komisji Techniki Warsztatowej P. K. N.*

Narzędzia są podstawą produkcji w obróbce metali. Sprawnie i ekonomicznie pracować można jedynie, mając odpowiednie obrabiarki, należycie wyposażone w dobre narzędzia. Osiągnięcie zaś zmienności, która dzisiaj coraz częściej jest wymagana, — możliwe jest tylko przy pomocy dobrych narzędzi pomiarowych.

Aby narzędzie było dobre, musi być dobrze skonstruowane, dobrze wykonane, z odpowiedniego materiału, dobrze obrobione termicznie i należycie sprawdzone.

Ponieważ u nas, skutkiem okoliczności, jakie towarzyszyły rozwojowi naszego przemysłu po wojnie, a wbrew praktyce amerykańskiej, niemieckiej i inn., ustalił się sposób wykonywania narzędzi we własnych narzędziowniach, przeto nie należy się dziwić, że narzędzia w ten sposób wyrabiane nie zawsze stoją na wysokości wymagań, gdyż obok wytwórni, posiadających narzędziownie należycie wyposażone i dobrze prowadzone, istnieje znacznie większa ilość narzędziowni, wyrabiających narzędzia źle i drogo. Przyczyny takiego zjawiska należy szukać w niedostatecznym przygotowaniu do tej pracy personelu i zbyt małym zainteresowaniu (a częściowo i niefachowości) personelu nadzorczego. Wyrób narzędzi, odpowiadających stawianym wymaganiom, jest dzisiaj umiejętnością trudną, wymagającą odpowiedniego

przygotowania i rozległych specjalnych wiadomości.

Normalizacja stali narzędziowej.

Trudności wykonania dobrego narzędzia zachodzą od należytego wyboru materiału, t. j. stali narzędziowej, w zależności od przeznaczenia, kształtu, wymiarów, sposobu pracy i t. p. narzędzia. Wobec wielkiej ilości różnych gatunków stali narzędziowej, trafny wybór jest trudny, więc w obawie, aby nie wybrać materiału nieodpowiedniego, bierze się stal drogą, choć znacznie tańsza być może wystarczyłaby w danym wypadku; to też dziś około 90% narzędzi wykonywa się ze stali szybko tnącej, bez względu na rzeczywistą potrzebę, co oczywiście znacznie zwiększa koszt narzędzi, gdyż cena stali szybko tnącej waha się od 15 do 60 zł./kg, węglistej zaś i częściowo stopowej — od 3 do 12 zł./kg.

Dalszym źródłem strat jest stosowanie stali o niewłaściwych wymiarach. Błąd ten, często świadomie popełniany, — gdy właściwego wymiaru stali niema na składzie, a termin wykonania nie pozwala czekać na dostawę potrzebnego wymiaru, — powoduje stratę przez użycie stali o zbyt wielkich przekrojach; ilość zmarnowanej w podobnych wypadkach stali wynosi nieraz do 80%. Często, aby uniknąć takiego marnowania stali oraz zmniejszyć ilość niezbędnej obróbki, ucieka się do przekuwania stali; czynność ta, — przed którą słusznie ostrzegają huty, — w większości wypadków, dla stali szlachetnej, równa się zepsuciu stali,

<sup>\*)</sup> Referat wygłoszony na IV-m Zjeździe Inż. Mech. Polskich w maju r. b.

ze względu na trudności kucia podobnych stali w zwykłych warunkach przeciętnej narzędziowni.

Przystosowanie wyrobu do pewnych gatunków stali narzędziowej jest, jak wiadomo, zwykle długą i kosztowną procedurą, z tego też powodu częste zmiany używanych gatunków stali, do których przywykł personel, praktykowane nieraz tylko ze względu na cokolwiek niższą cenę, bez należytego uprzedniego przestudjowania nowej stali, mogą narazić na bardzo poważne straty skutkiem wielkiej ilości zepsutych kosztownych narzędzi i konieczności ograniczenia, a czasem nawet zatrzymania wyrobu.

Jak wielkie straty ponosi przemysł skutkiem niewłaściwej obróbki termicznej stali narzędziowej, — ocenić nie można; biorąc jednak pod uwagę niski naogół stopień przygotowania ludzi oraz niedostateczne wyposażenie większości narzędziowni naszych w należyte piece, pirometry i t. p., dochodzimy do wniosku, że straty z tego źródła płynące muszą być bardzo znaczne.

Sądzę, że przytoczonych tu przykładów wystarczy, ażeby dowieść potrzeby wprowadzenia pewnego porządku do sprawy gospodarki stalą narzędziową, przez jej normalizację. Nie należy się łudzić, aby to było zadaniem łatwym; przeciwnie, normalizacja stali narzędziowej jest prawdopodobnie najtrudniejszą częścią zagadnienia normalizacji narzędzi. Trudności związane z tą sprawą są tak wielkie, że dotąd żaden kraj nie zdobył się na przeprowadzenie tej pracy. Podobnie i w Polsce dotąd sprawa ta nie znalazła jeszcze rozwiązania, a jednak znormalizowanie stali narzędziowych, choć w najogólniejszy sposób przeprowadzone, przyczyniłoby się niezawodnie do uporządkowania chaotycznego stanu gospodarki w zakresie stali narzędziowych w naszych wytwórniach. Skutki obecnego stanu dają się we znaki zarówno przy jej zakupie, jak też przy użytkowaniu, gdyż nabywa się dana stal częstokroć dlatego, że jest więcej reklamowana, lub cokolwiek tańsza od używanej zwykle, bez względu na rzeczywistą jej przydatność do danego celu. W wyniku tego gromadzą się w magazynach naszych wytwórni częstokroć bardzo znaczne ilości stali narzędziowej, leżącej często lata całe bezużytecznie i unieruchamiającej poważne sumy.

Podobnie i dla składników, handlujących stalą, zmniejszenie ilości różnych stali narzędziowych, dzięki normalizacji, byłoby wielkiem ułatwieniem, gdyż pozwoliłoby znakomicie zmniejszyć ilość tych gatunków stali, na które niema popytu, a które nieraz długi czas zajmują niepotrzebnie miejsce w składzie.

Jak widać z powyższego, aby wprowadzić pewną poprawkę do stanu obecnego, normalizacja stali narzędziowej powinna objąć przynajmniej:

- 1) ustalenie pewnych stałych wymiarów stali;
- 2) podział, chociażby w ogólnikowy sposób, różnych gatunków stali odpowiednio do przeznaczenia i w zależności od warunków pracy, np. twardości materiału obrabianego, prędkości skrawania i t. p.
- 3) ogólne wskazówki postępowania przy obróbce termicznej.

## Normalizacja narzędzi.

Normalizacja narzędzi, pojęta jako normalizacja konstrukcji narzędzi, ich wykonania oraz użytkowania, napotyka również na duże trudności z powodu nadzwyczajnej ich różnorodności, wielkiej ilości ich rodzajów, typów wielkości, przeznaczenia, sposobu pracy, materiału i t. p.

Trudności potęgują ciągle zmiany w sposobach obróbki, w obrabiarkach, w nowych materiałach na narzędzia, że wspomnę o najnowszych stopach twardych metali, pozwalających na stosowanie prędkości skrawania do 100, a nawet 180 m/min. W tych ciągle zmieniających się warunkach przeprowadzić normalizację narzędzi jest rzeczą niezmiernie trudną.

Lecz większe wytwórnie, tak krajowe, jak i zagraniczne specjalne, oraz wytwórnie wyrabiające narzędzia, zdobyły się pomimo trudności na znormalizowanie narzędzi i opracowały nieraz bardzo obszerne albumy i katalogi narzędzi normalnych; powstaje pytanie, dlaczego pomimo znacznej ilości wypadków przeprowadzenia normalizacji wewnątrz wytwórni, — na użytek własny lub też klientów, nabywających od takich wytwórni narzędzia, — normalizacja w skali ogólniejszej, np. krajowa, posuwa się naprzód stosunkowo powoli. Przyczyna tego zjawiska leży w tem, że normalizacja narzędzi w krajach uprzemysłowionych, posiadających dość znaczny przemysł wyrobu narzędzi, musi się liczyć z tradycją, doświadczeniem i t. p. fabryk istniejących, którym narzucenie np. normalnych konstrukcyj narzędzi w całej rozciągłości byłoby niemożliwe; dlatego też normalizacja narzędzi w Niemczech i innych krajach ogranicza się do ustalenia zewnętrznych kształtów i wymiarów narzędzi, nie dotyka natomiast elementów narzędzi, mających wpływ na własności technologiczne, — ustala zatem np. dla frezów średnice zewnętrzne i szerokości oraz otwory dla osadzenia na wałku i t. p., — nie określa natomiast liczby zębów, kątów skrawania i t. p., ani też materiału, ani sposobu wykonania frezów, podobnie nie określa kątów skrawania noży, skreśłu wiertła i t. p. Idzie zatem niejako po linii najmniejszego oporu, wskazując jako przyczynę takiego postępowania niechęć skrupowania konstruktorów przez ustalenie wszystkich szczegółów wykonania, gdyż to uniemożliwiłoby wszelki postęp techniczny. Te braki normalizacji narzędzi w Niemczech uzupełniają prace takich instytucyj, jak A. W. F., R. E. F. A. i innych, dzięki czemu luki w normach niemieckich narzędzi są wypełnione, natomiast normy narzędzi innych krajów, nie posiadających podobnych instytucyj, pozostają niekompletne.

## Normy polskie.

Przy wyborze sposobu opracowania polskiej normalizacji narzędzi, wychodzimy z założenia, że wobec zapoczątkowania dopiero wyrobu narzędzi na większą skalę, a zatem mniejszego skrupowania wieloletnią tradycją i sprzecznymi nieraz doświadczeniami większej ilości fabryk, należy normalizować elementy narzędzi tak dotyczące kształtu i wymiarów, jak i elementów o znaczeniu technolo-

gicznym. Skutkiem tego polskie tablice normalizacyjne zawierają, oprócz wymiarów, również i elementy konstrukcyjne oraz wskazówki, dotyczące wykonania i wypadków zastosowania znormalizowanych narzędzi. W ten sposób ułożone tablice będą niewątpliwie mieć większą wartość dla wytwórni, wyrabiających narzędzia, jak również i dla warsztatów, używających je.

Przy wyborze norm zwracana jest baczna uwaga na nowoczesne wymagania teorii, jak też i na możliwe uzgodnienie z praktyką krajową i zagraniczną. W tym celu komisja korzysta z materiałów nadesłanych przez wytwórnie i z katalogów narzędzi lepszych wytwórców.

### Narzędzia specjalne.

Lecz najlepiej nawet przeprowadzona normalizacja nigdy nie wykluczy konieczności użycia narzędzi specjalnych, które zawsze będą musiały być w pewnych wypadkach używane, mianowicie:

- a) do wyrobu w wielkiej serji, lub masowego i
- b) do specjalnych wypadków przy wyrobie poszczególnych części, lub części w niewielkiej serji.

Wypadek a) o tyle nie jest groźny, że takie narzędzia specjalne, wyrabiane w wielkiej ilości i stale, mogą być wykonane racjonalnie, podobnie jak się wyrabia normalne, natomiast wypadków b) należy unikać o ile tylko można, gdyż narzędzia specjalne w tych warunkach są bardzo kosztowne, kłopotliwe do wykonania, jako wykonywane pojedynczo lub w niewielkich ilościach, pozatem przedłużają termin wykonania wyrobów.

Ilość specjalnych narzędzi, zamawianych nawet w krajach bardzo rozwiniętej normalizacji, jak np. w Niemczech, jest ciągle jeszcze bardzo wielka i wynosi np. w znanej wytwórni Stock'a około 50% wszystkich zamawianych narzędzi<sup>1)</sup>. U nas jest wiele wytwórni, w których — oprócz wiertła i gwintowników, nabywanych z zewnątrz, — wszystkie narzędzia wyrabia się jako specjalne.

Wielka ilość narzędzi specjalnych jest najczęściej winą niedość starannego opracowania konstrukcji obrabianych przedmiotów, gdyż jeśli konstruktor trzyma się średnic normalnych — wtedy narzędzia: wiertła, rozwiertaki, pogłębiacze, gwintowniki, sprawdziany i t. p. może dostać gotowe ze składu, jeśli zaś zechce fantazjować, to oczywiście wszystkie te narzędzia trzeba specjalnie wykonywać; jeśli chce np. zamiast normalnego stożkowego kołka zastosować kołek o nienormalnej zbieżności, — trzeba wykonać specjalne wiertła stożkowe, specjalne rozwiertaki i specjalne kołki, przyczem termin dostawy i koszty wykonania będą zależeć, oczywiście, od ilości, kształtu, materiału i t. p. takiego nienormalnego wykonania.

Wielokrotnie projektujący nie zdaje sobie sprawy, w jak znacznej mierze podraża się wyrób przez stosowanie narzędzi specjalnych, zwłaszcza, że do wykonania tych narzędzi potrzebne są

najczęściej specjalne narzędzia, których koszt często przekracza koszt wykonania dostarczanego narzędzia.

Tak np. do wykonania freza kształtowego do zębów koła zębatego o specjalnej podziałce trzeba wykonać: rysunek zwiększonego dokładnego obrysa zęba, szablon obrysa w blasze, zmniejszyć go pantografem do naturalnej wielkości, wykonać szablon w naturalnej wielkości wraz z przeciwszablonem, wreszcie wykonać nóż według tego szablonu dla tokarki-skakanki. Koszt tych narzędzi w konkretnym wypadku wyniósł 5,7 razy więcej, niż koszt samego freza. Podobnie wykonanie specjalnego gwintownika o nienormalnym skoku i profilu jest bardzo kłopotliwe i kosztowne.

Często żądane są specjalnie długie wiertła, lub rozwiertaki, gdy zupełnie wystarczyłyby normalne przy użyciu odpowiednich przedłużników, oprawek i t. p. Również wykonywa się specjalne narzędzia na żądanie majstrów i rzemieślników, konstruowane według ich widzimisie, pomimo że normalne narzędzia do tego samego celu są na składzie.

Inną przyczyną, wywołującą konieczność stosowania specjalnych narzędzi, jest posiadanie w wytwórni obrabiarek o najprzeróżniejszych konstrukcjach i wymiarach np. kanałów w stołach, zakończeniach wrzecion, stożkach we wrzecionach (np. frezarek) i t. p. Z biegiem czasu takich narzędzi specjalnych zbiera się olbrzymia ilość, a koszt ich sięga znacznych sum; narzędzia takie zajmują miejsce, muszą być konserwowane, inwentaryzowane i t. d. Tak np., gdy zdecydowano znormalizowanie narzędzi w zakładach Skody w Pilźnie i, po przygotowaniu narzędzi normalnych, usunięto ze wszystkich oddziałów używane dotąd narzędzia nienormalne, to narzędzi tych wywieziono około 50 wagonów. Obecnie w tych zakładach nawet do wyrobu takich specjalnych przedmiotów, jak broń i amunicja, projektowanych z jaknajdalej posunięciem zastosowaniem znormalizowanych wymiarów i pasowań, — stosuje się narzędzia specjalne w znacznie mniejszej ilości, gdyż w większości wypadków obróbka odbywa się zapomocą narzędzi normalnych. Zwyczajnie natomiast, ponieważ konstrukcje broni, amunicji i t. p. pochodzą z dość odległych czasów (np. r. 1886 i wcześniejszych nawet), konstrukcje te wymagają wielkiej ilości specjalnych narzędzi i sprawdzianów, co podnosi koszt wykonania tak znacznie, że przy niewielkich serjach pocisków, nawet średnich kalibrów, koszt wykonania niezbędnych narzędzi i sprawdzianów kilkakrotnie przewyższa koszt samej amunicji.

### Koszty utrzymania narzędziowni.

Znaczna ilość specjalnych narzędzi, wykonywanych w danej wytwórni, wymaga dużego oddziału do ich wyrobu, którego utrzymanie, — ze względu na wyższe płace zatrudnionych tam rzemieślników i kosztowne narzędzia miernicze, kosztowny materiał przerabiany (dziś przeważnie stal szybkołotną w cenie od 15 do 60 zł./kg), — jest bardzo kosztowne. Tak np. w dużej fabryce me-

<sup>1)</sup> Por. artykuł Stoewer'a. Maschinenbau Nr. 3, 1930 r.



chanicznej ilość ludzi zatrudnionych w narzędziowni wynosi około 12% ogólnej liczby robotników, a płace ich pochłaniają do 18% całej kwoty wypłacanej robocizny; w średniej wytwórni stosunek ten nieraz wzrasta do ok. 18—20% robotników i 25% wypłaty.

Przybliżony nawet rachunek utrzymania narzędziowni w wytwórniach polskich daje bardzo wysokie obciążenia przemysłu metalowego z tego tytułu. Tak np., jeśli założyć, że w r. 1928 w 713 wytwórniach tego przemysłu (licząc tylko zatrudniające powyżej 20 ludzi), o 97 655<sup>2)</sup> robotnikach, w narzędziowniach pracuje tylko 10%, t. j. 9 765 ludzi, zarabiających przeciętnie po 1,50 zł./godz., to przy 2200 godz./rok płace robotników narzędziowni wyniosą okrągło 32 milj. zł./rok.

Licząc dalej, że koszty warsztatowe narzędziowni nie są mniejsze niż 200% robocizny produkcyjnej, otrzymamy, jako koszt utrzymania narzędziowni:  $32 + 2 \times 32 =$

96 milj. zł./rok.

Ponieważ w 8 innych ważniejszych gałęziach przemysłu<sup>3)</sup> pracuje około 600 000 ludzi, to jeśli ilość narzędziarzy w tych zakładach założyć równą tylko 1,5%, — otrzymamy około 9000 ludzi, których utrzymanie wraz z kosztami (100%) wyniesie przy tych samych płacach i czasie pracy:

$$9\ 000 \times 1,5 \times 2\ 200 = 30 \text{ milj. zł.}$$

$$30 + 1 \times 30 = 60 \text{ milj. zł./rok.}$$

Zatem razem utrzymanie narzędziowni w zakładach przemysłowych polskich szacuję na około 156 milj. zł./rok.

Gdyby, dzięki normalizacji, udało się zmniejszyć koszt utrzymania narzędziowni tylko o 10%, to odpowiednie zmniejszenie wydatku wyniosłoby:

15,6 milj. zł./rok.

Kwota ta wystarczyłaby na utrzymanie kilku specjalnych wytwórni narzędzi normalnych, któreby wytwarzały narzędzia fachowo, t. j. znacznie taniej i w lepszym gatunku.

Wobec orientacyjnego jedynie znaczenia cyfr powyższych, nie próbuję wyliczyć, jakie możnaby było osiągnąć oszczędności przez zmniejszenie do wymiarów jak najmniejszych obecnych narzędziowni i przeniesienie wytwarzania znormalizowanych narzędzi do wytwórni specjalnych, — wobec tego jednak, że przytoczone cyfry raczej niedoceniają rzeczywistości, — sprawa jest pierwszorzędnej wagi dla naszego przemysłu.

Granice ewent. redukcji dotychczasowych narzędziowni określi ilość niezbędnych do wyrobu specjalnych narzędzi, nie podlegających zamianie przez narzędzia normalne, a które w swej własnej narzędziowni wykonywać jest wygodniej, ze względu na łatwość porozumiewania się między biurem

zamawiającem takie narzędzia i narzędziownią, możliwość dopasowania, czy dostosowania do wymagań warsztatu obróbczego i t. p.

Prócz wykonywania narzędzi specjalnych, narzędziownia własna będzie zajęta dostosowaniem obrabiarek do przyrządów i narzędzi lub odwrotnie, względnie będzie przeprowadzała próby z nowymi uchwytami i narzędziami, lub nowymi sposobami obróbki dla otrzymania lepszych wyników przy wyrobie, — będzie zatem rodzajem laboratorium technologicznego, — dla wytwórni nie posiadających specjalnych oddziałów prób, — przeprowadzającym wykonanie próbnych sztuk lub partii, na których podstawie ustalić będzie można ostateczne sposoby obróbki zamówionych przedmiotów.

Reasumując wyżej powiedziane, trzeba abyśmy dla poprawy stanu istniejącego obecnie:

1) zdali sobie sprawę z tego faktu, że wyrób narzędzi we własnym zakładzie kosztuje drożej, niż u specjalisty, i

2) umożliwili wyrób narzędzi specjalistom, normalizując je.

### Normalizacja obrabiarek.

Normalizacja narzędzi nie byłaby kompletną, gdyby nie była uzupełnioną przez znormalizowanie obrabiarek; w pierwszym rzędzie należy znormalizować:

a) części do umocowania przyrządów i narzędzi, jako to stożki we wrzecionach, gniazda do noży i t. p. w głowicach tokarek, rewolwerówek i t. p.; zakończenia wrzecion tokarek, zabieracze we wrzecionach frezarek, wgłębienia w stołach strugarek, frezarek i t. p.

Tak znormalizowane obrabiarki pozwalają na użycie jednego znormalizowanego przyrządu na dowolnej obrabiarce z całej grupy podobnych, na użycie normalnych narzędzi i t. p., dzięki czemu odpada konieczność wykonania specjalnych zabieraczy, stożków redukcyjnych i t. p. specjalnych części, których ilość w większym warsztacie, złożonym z obrabiarek różnego pochodzenia, jest bardzo wielka i wymaga osobnego składu do przechowania.

b) Mniej ważne części i akcesoria obrabiarek, jak np. rękojeści, kółka, podkładki i mocowadła, lunety, pompki do cieczy chłodzącej, przystawki sufitowe i t. p. Znormalizowanie tych części ułatwi wyrób obrabiarek i ich konserwację, zmniejszy bowiem ilość różnych części, stosowanych i przechowywanych jako rezerwa na wypadek uszkodzenia. Znormalizowanie przystawek sufitowych w warsztatach o podobnych obrabiarkach pozwoli na szybkie przegrupowanie obrabiarek w celu racjonalnego ich ustawienia (np. według kolejności operacji) przed rozpoczęciem nowej serii wyrobów.

c) Tolerancje dokładności wykonania obrabiarek, dla dania możliwości należytego odbioru i klasyfikowania obrabiarek według ustalonych kategorii dokładności.

d) Nomenklaturę części obrabiarek i narzędzi, w celu usunięcia obcych naleciałości je-

<sup>2)</sup> Rocznik VIII Polskiego Związku Przemysłowców Metalowych, r. 1929, str. 125.

<sup>3)</sup> t. j. w górnictwie, hutnictwie, przemysłach: włókienniczym, spożywczym, chemicznym, budowlanym i papierniczym.

zykowych i ustalenia jednolitych, zgodnych z duchem języka polskiego nazw.

Po dokonaniu tych prac można będzie wreszcie może ustalić:

e) Wymiary zasadnicze wyrabianych w kraju obrabiarek, jak np. wysokości kłów i długości toczenia tokarek i t. p.

W ten sposób przeprowadzana normalizacja obrabiarek nie będzie krępowała usiłowań konstruktorów, dążących do otrzymania najlepszych wyników w swych konstrukcjach, ułatwi natomiast gospodarce warsztatową bardzo wydatnie, a prócz tego znakomicie ułatwi mobilizację przemysłu dla potrzeb wojennych, gdyż umożliwi przygotowanie i przechowanie na składach, na wypadek potrzeby, przyrządów do obróbki części sprzętu wojennego, co pozwoli skrócić czas rozpoczęcia wyrobu przynajmniej o 6 miesięcy.

#### Stan obecny normalizacji narzędzi.

Pomimo niezaprzeczalnych postępów, zwłaszcza w ciągu ostatnich 5 lat, normalizacja narzędzi posuwa się naogół dość powoli, normalizacja zaś obrabiarek — prawie wcale, — poza normalizacją wedł. punktów *a*, *b* i *d*; wyjątek stanowią Niemcy, gdzie ilość norm z tej dziedziny jest bardzo pokaźna, bo wynosi (oprócz tablic REFA, AWF i t. p.) 249 tablic DIN (143 norm narzędziowych i 106 norm pasowań i sprawdzianów).

Kolejność innych państw (wedł. ilości wydanych tablic) jest trudna do ustalenia, gdyż nie we wszystkich krajach mogłem otrzymać ostatnie dane. O ile udało mi się zbadać, Polska ze swymi 147 tablicami (58 norm narzędzi i t. p. i 89 pasowań) zajmuje jedno z pocześniejszych miejsc. Ilość norm z zakresu techniki warsztatowej zwiększy się bar-

dzo wydatnie po oczekiwanem wkrótce wydaniu dalszych 107 tablic, już opracowanych, i będzie wynosić 254 tablic. Szwajcaria wydała tablic 108 (27 narzędzi, 81 sprawdzianów i tolerancyj), Belgja — 13 zeszytów norm; Czechosłowacja i Stany Zjednoczone A. P. mają wiele norm już opracowanych; Anglja wydała normy pasowań, Finlandja — 23 tablice, Francja — 19 tablic, Szwecja — 14 tablic, Rosja — 12 i t. d.

Skutki dodatnie normalizacji okażą się wtedy, gdy normalizacja będzie przeprowadzona dobrze, — a dobrze może być przeprowadzona tylko wtedy, gdy możliwie cały przemysł metalowy będzie współpracował. Każda norma jest kompromisem, trzeba tedy, aby ten kompromis był do przyjęcia dla wszystkich, — wtedy bowiem normy będą nie tylko narzuconym zgóry nakazem, lecz ułatwieniem i dobrodziejstwem dla przemysłu, gdyż umożliwią powstanie licznych, specjalnych wytwórni narzędzi i przyrządów, które odciążą wytwórnie ogólne i przyczynią się do zmniejszenia kosztów dzisiejszego sposobu zaopatrywania się w narzędzia.

Korzyść stąd dla kraju — rozwój i rozkwit przemysłu narzędziowego, dziś borykającego się z trudnościami, dzięki czemu w większej mierze będziemy mogli zmniejszyć koszty wytwarzania, jednocześnie uniezależniając się od zagranicy.

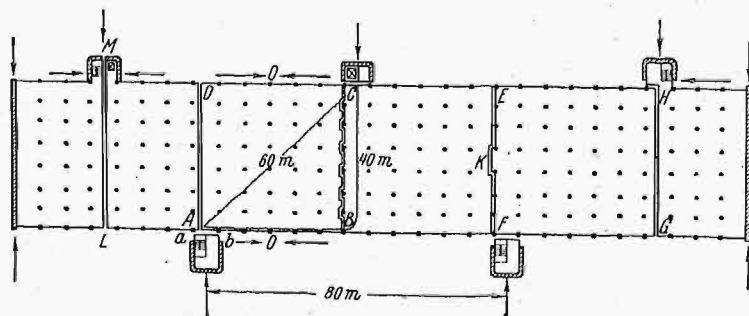
Kończąc niniejszy referat, apeluję do wszystkich przedstawicieli przemysłu polskiego, aby umożliwili komisji Techniki Warsztatowej Polskiego Komitetu Normalizacyjnego wykonanie tej ważnej i pożytecznej pracy, jaką jest praca nad normalizacją narzędzi i obrabiarek, — czynnie z nią współpracując i nie odmawiając niezbędnej pomocy finansowej.

## PRZEGLĄD PISM TECHNICZNYCH.

### BUDOWNICTWO.

#### O normalizacji budynków fabrycznych w Rosji Sowieckiej\*).

Umiejętne wyzyskanie sztywności stropów celem przeniesienia parcia poziomego wiatru na szereg nieruchomych punktów jest niezmiernie cenne, daje bowiem możność nie-



Rys. 8.

liczenia słupów i belek na parcie wiatru oraz powoduje znaczne zmniejszenie przekrojów konstrukcji. Takimi

punktami nieruchomymi są klatki schodowe, szyby do wind i ściany poprzeczne.

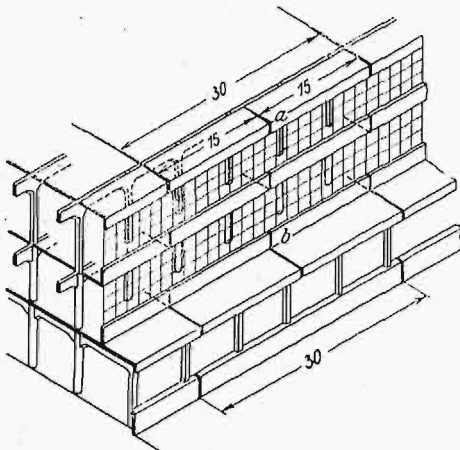
Normy ogniotrwałych budynków przemysłowych przewidują, że odległość od najbardziej oddalonego miejsca C do schodów po prostej CA nie powinna być większa od 60 m, a po linii okólnej CBA — nie większa od 80 m (rys. 8):

Zgodnie z temi warunkami, gdy  $BC = 40$  m,  $BA =$  ok. 40 m, a odległość między sąsiednimi klatkami schodowymi jest 80 m; gdy  $BC = 20$  m,  $BA =$  ok. 55 m,  $AF = 110$  m.

Przy dylatacjach, urządzanych co 30—40 m, wykonywa się zazwyczaj klatki schodowe i szyby do wind z ubikacjami, jak na rys. 8. Przy zmianach temperatury środkowa część każdego pola budynku OO pozostaje nieruchoma, a końce AD i BC przy szwach dylatacyjnych przesuwają się, wykonywając ruchy w granicach 1—1,5 cm. Aby umożliwić te przesunięcia w kierunku podłużnym budynku, a przeto uniknąć pęknięcia w stropie, przy jednoczesnym przeniesieniu parcia w kierunku poprzecznym na przybudówki, trzeba połączenie głównego budynku z przybudówkami wykonać zapomocą poziomych rozpórek wahadłowych, z przegubami na końcach; przeguby te otrzymują się przez skrzyżowanie

\*) Dokończenie do str. 682 w zesz. 37 z r. b.

prętów uzbrojenia, podobnie jak przy połączeniu słupów przegubowych z fundamentami; rozpórki doskonale przenoszą siły ściskające i rozciągające od wiatru, niezależnie od ruchów budynku w kierunku podłużnym.



Rys. 9.

Aby nie obciążać rozpórek siłami pionowymi, wykonywa się nad nimi okna na całej wysokości budynku. Szew dylatacyjny *A—D* zrobiony jest w miejscu punktów zerowych momentów belek ciągłych, tak że obydwie pola stropów opierają się o klatkę schodową.

O ile dylatacja leży poza przybudówką, wtedy sąsiednie pola muszą być połączone występem *K* o wielkości jednego pola stropowego — jak w szwie *EF*, lub zazębieniami przy słupach — jak w *BC*. Dylatacje *GH* i *ML* są zrobione wadliwie; przybudówki *H* i *M* są stałymi punktami oparcia stropów, podczas gdy przeciwległe punkty *L* i *G* mają możliwość poruszania się; przy tego rodzaju konstrukcji nastąpią niewątpliwie pęknięcia w stropach.

Oprócz ciągłych dylatacyj co 30—40 m, zaleca się urządzać dodatkowe szwy co 15—20 m w zewnętrznych częściach budynku ze strony narażonej na zimne wiatry. Na rys. 9 widzimy takie dodatkowe szwy *a* i *b* we wspornikach zewnętrznych i parapetach okiennych budynku.

Grubość słupów ma szczególne znaczenie w fabrykach, gdzie są ustawione w wielkiej ilości jednakowe maszyny. Przy rozpiętościach 5—6 m, zmniejszenie przekroju słupa o 10 cm daje 2% oszczędności na objętości budynku; dalsze zmniejszenie słupów o 20 cm, — osiągnięte przez zastosowanie rur żeliwnych uzwojonych i obetonowanych lub też sztywnego uzbrojenia Melana — powiększa kubaturę o 4—5%. We wszelkich przypadkach dużego zredukowania przekroju słupów należy je odciążyć od działania wiatru, przenosząc siły poziome np. na przybudówki lub na ściany poprzeczne.

## ELEKTROTECHNIKA.

### Napięcie 2 miliony V w laboratorium fabryki porcelany Rosenthala.

W r. 1928 rozpoczęto budowę laboratorium doświadczalnego w rosenthalowskiej fabryce porcelany w celu przeprowadzania badań przy napięciach do 2 milionów woltów; laboratorium to już jest czynne. Jest ono ostatnim wyrazem nowoczesnych wymagań w zakresie laboratoriów wysokich napięć.

Powierzchnia hali głównej wynosi  $30 \times 22$  m przy wysokości 21 m. Strop jest swobodnie zawieszony, bez żadnych

słupów i konstrukcji wspierających. Cały gmach, zbudowany z żelazobetonu i konstrukcji żelaznych, nie ma wcale okien, gdyż w większości wypadków chodzi o doświadczenia, odbywające się w ciemności. Dach jest płaski; przewidziane jest umożliwienie na nim badań na otwartym powietrzu; obliczony jest na obciążenie użyteczne  $300 \text{ kg/m}^2$ .

Koszta budowy wyniosły ok. 11 mk. niem. na  $\text{m}^3$  (ok. 23,5 zł./ $\text{m}^3$ ).

Szkielet budowli stanowią mocno uzbrojone słupy żelazobetonowe o przekroju  $100 \times 50 \text{ cm}^2$ . Ściany wewnętrzne wypełnione są bimsbetonem, który również jest uzbrojony zapomocą prętów żelaznych. Pręty uzbrojenia są ze sobą połączone elektrycznie, tworząc w ten sposób zamkniętą klatkę żelazną, co zapobiega rozchodzeniu się nazewnątrz zaburzeń, powodowanych przez drgania o wysokiej częstotliwości.

Do wyprowadzenia przewodów nazewnątrz — do doświadczeń na otwartym powietrzu — służą dwa okrągłe otwory: jeden w dachu o średnicy 5 m dla napięcia 1 000 000 V, i drugi — o średnicy przeszło 8 m na ścianie przedniej budynku — dla napięcia 2 000 000 V.

Obserwowanie doświadczeń odbywa się z 4 balkonów, obejmujących około jednej trzeciej obwodu hali na wysokościach 3,5 m, 7 m, 10 m i 18 m.

Obok laboratorium znajduje się hala maszyn, gdzie mieści się zespół silnik-generator oraz celki dla przyrządów wysokiego napięcia.

Szczególne uwagę zwrócono na to, aby wewnątrz budynku nie było żadnych kątów ani ostrych kątów; dlatego jako wytrzymałość powietrza na przebicie przyjmowano  $4000 \text{ V/cm}$ . Stosownie do tego, najmniejsze dopuszczalne odległości wewnątrz budynku powinny być 2,5 m dla napięcia 1 000 000 V i 5 m dla napięcia 2 000 000 V; między wszelkimi częściami prowadzącymi prąd a ziemią ustalono odstępów od 3,5 do 6 m.

Zarówno urządzenie prądu stałego, jak i urządzenie prądu zmiennego oraz urządzenie wysokiej częstotliwości, są uziemione jednobiegunowo.

W laboratorium takim, ze względu na niewielkie stosunkowo miejsce, jakim się rozporządza, na prostotę regulowania i na przejrzystość układu napięć, jest pożądane ustalenie możliwie dużych jednostek. Ponieważ niema, jak dotąd, możliwości budowania urządzenia na napięcie 2000 kV względem ziemi w jednej jednostce, laboratorium zostało zaopatrzone w dwa transformatory, każdy na 1000 kV względem ziemi; ich uzwojenia wysokiego napięcia połączone są szeregowo, a uzwojenia niskiego napięcia równolegle. Drugi transformator ustawiony jest na wysokiej podstawie, izolowanej względem ziemi na 1 000 000 V, przy czym wzbudzenie odbywa się za pośrednictwem trzeciego transformatora pomocniczego, ustawionego na podstawie, izolowanej względem ziemi na 500 000 V. Transformator pomocniczy składa się z niewielu zwojów specjalnego kabla na napięcie probiercze 550 kV, o pojemności, zapewniającej jednostajny rozkład napięć.

Pierwszy transformator jest już czynny. Jak na transformator na tak wysokie napięcie, zajmuje stosunkowo niewiele miejsca. Jest to pierwszy wogóle transformator, wytwarzający w jednej jednostce 1 000 000 V względem ziemi.

Moc jego jest 1000 kVA, przekładnia  $4 \times 2100$  : 1 000 000 V. Można go przełączać na 500 i 250 kV. Napięcie zwarcia wynosi 7%. Całkowita waga transformatora wynosi 31 t. Straty w miedzi przy pełnym obciążeniu wynoszą 13 kW, straty w żelazie przy pełnym wzbudzeniu 40 kW. Jako ochrona transformatora, są włączone między transforma-

tor i przerwę iskrową opory tłumiące o łącznej oporności 100 000 omów.

Ponieważ laboratorium ma do dyspozycji prąd zmienny o napięciu 5000 V, więc silnik trójfazowy zespołu silnik-generator włączony jest wprost na sieć wysokiego napięcia. Z silnikiem bezpośrednio sprzężony jest generator jednofazowy.

Całkowite straty mocy w całym urządzeniu na 2 miliony V wynoszą ok. 240 kW; stosownie do tego silnik dano o mocy 440 kW przy 50 jedn. Hertz, tak aby przy przebiegach łukiem świetlnym rozporządzać jeszcze dostateczną rezerwą mocy. Silnik jest z przelączalnymi biegunami, by można było również wytwarzać częstotliwości 25 jedn. Hertz. Poza to, przez włączenie oporów w obwód wirnika można obniżyć liczbę obrotów o 33 $\frac{1}{3}$ %, tak że ma się do rozporządzenia częstotliwości od 16 $\frac{2}{3}$  do 50 jedn. Hertz. Przy dalszej rozbudowie przewiduje się zastosowanie połączenia Leonarda w celu otrzymywania większego zakresu regulacji bez strat, mianowicie do 60 jedn. Hertz.

Generator posiada zupełnie oryginalną, celową konstrukcję, przystosowaną do dużych nateżeń prądów zwarcia. Trwały prąd zwarcia wynosi do 3,27 prądu normalnego zależnie od warunków wzbudzenia, gdy w normalnych maszynach trwały prąd zwarcia wynosi tylko 1,8 do 2,2 prądu normalnego. Ten wysoki trwały prąd zwarcia osiągnięto przez wyposażenie maszyny w duże ilości miedzi. Krzywa napięcia jest prawie sinusoidalna (odchylenia wynoszą do 4%).

Pomiary napięć są wykonywane zapomocą iskiernika kulowego. Kule mają po  $\varnothing$  2400 mm, wytłoczone są z blachy miedzianej o grubości 2,5 mm. Ciężar każdej kuli jest 750 kg. Odczytywanie odległości przeskoaku odbywa się bezpośrednio na wskaźniku. Iskiernik wymaga łącznej wysokości pomieszczenia 20 m, to też wszystkie przyrządy nastawcze umieszczono w piwnicy.

Urządzenie dla prądu stałego może dawać napięcie do 2 200 000 V względem ziemi. Zastosowano połączenie 16 grup kondensatorów według syst. Marxa. Przerwa iskrowa umieszczona jest u góry nad kondensatorami, ustawionemi pionowo jedne nad drugimi, tak że całe to urządzenie zajmuje na wysokość 18 m, a w planie 20 m<sup>2</sup>.

Duże trudności nasunęło uzyskanie dobrych uzemień, ze względu na skalisty grunt, na jakim laboratorium zostało zbudowane. Uziemienia zabezpieczające oddzielono od roboczych. Wszystkie części metalowe, mogące się stykać, połączone między sobą i z prętami budowli, i wkońcu połączone z rurociągami wodnymi lub gazowymi. Uziemienia robocze prądu stałego i zmiennego wykonano pod postacią taśm miedzianych, tworzących w ziemi gwiazdę i pokrytych częściowo koksem. Co pewien czas polewa się je wodą, w celu zapewnienia dobrego uziemienia i uniknięcia niebezpiecznych wyładowań. (K. Draeger, E. T. Z., zesz. 26, 1930).

## METALOZNAWSTWO.

### O stalach konstrukcyjnych, zawierających chrom i miedź.

W Anglii prowadzone są obecnie systematyczne badania nad własnościami stali konstrukcyjnych, zawierających około 0,3% C + 0,5—1,0% Mn + 0,6—0,9% Cr i 0,5—1,10% Cu. J. A. Jones z Woolwich ogłosił na ostatnim posiedzeniu Iron and Steel Institute wyniki swych ciekawych obserwacji nad stalami o rozmaitych składach, mianowicie: nad stalami zawierającymi chrom i miedź, lub tylko chrom, lub też bez chromu i miedzi. Zawartości powyższych składników wahały się we wskazanych wyżej granicach. Próbki

były badane w stanie wyżarzonym (t-ra wyżarzania 800—360°) z następnym powolnym chłodzeniem.

Dodatek chromu do 15% przy jednoczesnej zawartości około 0,5% Mn podnosi S, Q i R, a nieco obniża A; przy zawartości manganu do 1,0% wydłużenie spada nieco więcej a własności sprężyste i wytrzymałościowe wzrastają w dalszym ciągu. Jednoczesne zwiększanie zawartości Cr i Mn nie przynosi korzyści; Mn, środek nieco tańszy niż Cr, działa do pewnego stopnia analogicznie jak Cr.

Dodatek 0,5% Cu do stali zawierających chrom (Cr = 0,6%) spowodował pewne polepszenie S, Q i R, a jednocześnie tylko nieznaczne obniżenie A i U. Przy podniesieniu zawartości Cu do 0,8%, wydłużenie stali wysokochromowych (0,9% Cr) spada nieznacznie, a S, Q i R wzrastają dość znacznie. J. A. Jones wnioskuje, że obecność miedzi w ferrycie widocznie obniża rozpuszczalność chromu i sprzyja powstawaniu węglików chromowych.

Stal, zawierająca 0,3% C + 0,5% Mn + 0,8% Cr + 1,2% Cu, będąc wyżarzona i powoli chłodzona, wykazała:

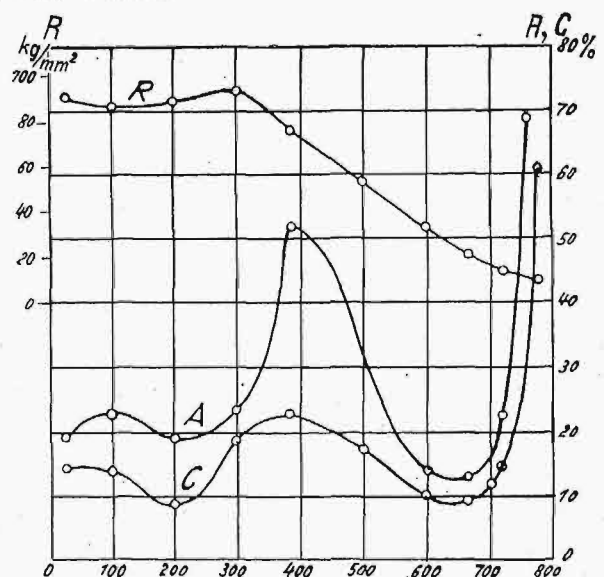
	podłużnych poprzecznych	
Granice sprężystości S kg/mm <sup>2</sup>	33	30
" plastyczności (Q)	42	43
Wytrzymałość (R)	65	66
Stosunek Q:R w %	65	65
Wydłużenie (A)	34	32
Przewężenie (C)	72	60
U w/g Izoda    do powierzchni kgm/cm <sup>2</sup>	13,3	8,6
" " " ⊥ " " " "	12,0	4,8

(Iron and Steel Inst., streszcz. w St. u. E. 1930, 889).

I. F.-Cz.

### Własności wytrzymałościowe stali szynowej i innych stali w wysokich temperaturach (20—800°).

J. R. Freeman i G. W. Quick z Waszyngtonu badali własności wytrzymałościowe próbek, wyciętych z główek i podstawy szyn o składzie: 0,69% C + 0,19 Si + 0,81 Mn + 0,04P + 0,02 S.



Rys. 1.

Autorzy ustalili dwa minimum wydłużenia i przewężenia: w temperaturach 200 i 650°, a w 400° — pewne maksimum tychże własności (rys. 1).

Od kilku lat proponują autorzy nazwać dobrze znany zakres kruchości na gorąco<sup>1)</sup> terminem „kruchość wtórna” i odróżniają tę kruchość od kruchości na błękitno (w t-rze około 200°).

Jest rzeczą zrozumiałą, że autorzy znaleźli analogiczny przebieg zmienności tych własności i dla innych gatunków stali od najmniejszych do najtwardszych.

Próby uzasadnienia teoretycznego powyższego zjawiska naturalnego nie udały się, a z całości tej pracy należy wywnioskować, że autorzy nie zadali sobie trudu włączyć się w literaturę danego zagadnienia. Powyższa praca widocznie należy do typu „szybkobieżnych”, niedojrzałych prac amerykańskich. (A m. Inst. of Min. and Metal. E. n. g. 1930. 17—20. II, streszcz. w St. u. E. 1930, str. 892).

I. F.-Cz.

## PALIWO.

### Nowoczesne zagadnienia paliw stałych, ciekłych i gazowych.

Paliwa ciekłe.

W dalszym ciągu sprawozdania z postępów w zakresie wytwarzania i wyzyskania paliw<sup>2)</sup> zatrzymuje się autor na zagadnieniach paliwa ciekłego, podkreślając wzrastające z użycie benzyny i benzolu do napędu silników samochodowych. Ogólny światowy rozchód benzyny wzrósł mian. z 26,4 miljn. t w r. 1925 do 39,1 miljn. t w r. 1928; w tym samym czasie wzrost odnośnych liczb w krajach europejskich był jeszcze znaczniejszy (w Niemczech — przeszło 2-krotny; z 518 000 t (1925) do 1,1 milj. t (1928), a w porównaniu z r. ub. — niemal 3-krotny, gdyż r. 1929 dał 1,3 milj. t).

Praktycznie całe zapotrzebowanie paliwa ciekłego pokryto z surowców naturalnych (ropa i węgiel), gdyż wytwarzanie paliwa syntetycznego jest jeszcze stosunkowo małe. Atoli w r. b. należy się liczyć z dużym wzrostem wyrobu benzyny syntetycznej w Ameryce i Niemczech.

Postępy krakowania ropy wyrażają się cyframi imponującymi: gdy bowiem w r. 1913 wydobycie benzyny z ropy stanowiło 13%, w r. 1925 — wyniosło 34%, a obecnie sięga już 50%. Wprowadzenie wodoru do procesu krakowania, przy równoczesnym użyciu katalizatorów, umożliwiło wytwarzanie tą drogą benzyny syntetycznej ze stosunkowo ubogich w wodór surowców, w szczególności z łątwo rozszczepialnych rop i smoł. Zastosowanie tego procesu uwodorniania pozwala na jeszcze dalsze podwyższenie wydobycia benzyny.

W przeciwieństwie do olejów i smoły, uwodornianie paliw stałych napotyka na poważniejsze trudności. Jednak najnowsza literatura patentowa przynosi i na tem polu wiele zdobyczy, rokujących pomyślne wyniki. Udało się mianowicie oddzielić od węgla, drogą ściśle ustalonego traktowania go ropą lub mieszaniną olejów, składniki nieorganiczne i utrudniające reakcję, skłonne do rozpadań i tworzenia osadów. W ten sposób uzyskano z węgla surowiec niezwykle łątwo ulegający uwodornianiu i pozbawiony popiołu.

Równolegle z pracami nad wytwarzaniem paliw syntetycznych, prowadzone są badania, dotyczące wytwarzania syntetycznych olejów smarowych. Tu główną

uwagę zwraca się na składniki asfaltowe, ponieważ przy przeróbce węgla i smoł na oleje smarowe chodzi nietylko o osiągnięcie produktu o właściwej lepkości i smarności, lecz i o olej wolny od produktów, które wydzielają szkodliwe asfalty w zetknięciu z powietrzem i w wyższej temperaturze.

Z drugiej strony, znane są metody wytwarzania paliw ciekłych drogą uwodorniania (pod ciśnieniem) produktów gazowych spalania, o czym niejednokrotnie była na tem miejscu mowa. Paliwa wytwarzane drogą tej syntezy noszą, jak wiadomo, nazwy metanolu i syntolu. Również znane są węglowodory, otrzymywane z tegoż surowca na drodze redukcji, bez stosowania ciśnienia. Obecnie zaś okazuje się możliwość zastosowania do analogicznego procesu również i metanu. Fakt ten ma szczególnie doniosłe znaczenie dla Polski, ze względu na obfitość metanu w gazie ziemnym naszego Podkarpacia. Drogą odpowiedniego traktowania cieplnego, przetwarza się metan na węglowodory szeregu benzolowego, albo też z pomocą działania pola elektrycznego przerabia się go na acetylen, stanowiący również b. cenny produkt, jako wyjściowy dla szeregu związków, jak np. węglowodory, alkohole, kwas octowy i t. p.

Tak więc, coraz więcej ukazuje się możliwość wytwarzania paliw niskowrzących, zarówno z innych paliw ciekłych, jak i z węgla.

Co się tyczy własności paliwa ciekłego, to jednym z głównych zagadnień jest sprawa środków antidetonacyjnych. Na tem polu powrócono w Ameryce (St. Zjedn. i Kanada) do zabronionego zrazu, lecz — jak się okazuje — niesłusznie, czworoetylu ołowiu, który jest środkiem skutecznym. W Niemczech skłaniają się więcej ku t. zw. ferro-carbonyłowi, wobec jego nieszkodliwości i zakazu stosowania związków ołowiu.

Zamiast kosztownego i nawet w pewnym stopniu szkodliwego (gdyż usuwającego też cenne składniki), płókania benzyny celem jej oczyszczenia, wchodzi obecnie coraz bardziej w użycie metody adsorbcyjna i polimeryzacyjna, równie skuteczne, a dające mniej strat. Jakość benzyny podnosi również zastosowane w ostatnich latach płókanie specjalne, usuwające t. zw. siarkę czynną.

Wzrost światowego wydobycia koksu (w r. 1925 — 124 milj. t, zaś w r. 1928 — 132 milj. t) powoduje też przyrost wytwórczości smoły, tembardziej że ostatnio zaczęto wydobywać i przerabiać smołę również w Ameryce. Zwłaszcza wzrasta wytwórczość i zastosowanie smoły drogowej; naprz. w Niemczech zużyto jej w r. 1924 zaledwie 3000 t, gdy w r. ub. — 100 000 t, przy ogólnej wytwórczości tejże 220 000 t, a smoły surowej — 1,9 milj. tonn. Zużycie obecne odpowiada 14 000 km szos smołowanych, a ponieważ istnieje w Niemczech 208 000 km dróg bitych, z których 75% nadaje się do smołowania, przeto widać, jak znacznie wzrosnąć może zużycie smoły drogowej. W Anglii sprawa ta jest posunięta o wiele dalej (285 000 km dróg, z tego smołowanych 100 000 km, czyli ok. 35%); to też rozchód roczny smoły na drogi wynosi tam 750 000 t, zaś wytwórczość — 2 milj. t).

Paliwa gazowe.

W zakresie paliw gazowych główną cechą ostatnich lat stanowi rozwój gazociągów dalekosiężnych. W Niemczech ma być w r. b. ogółem w ruchu 1670 km sieci gazociągów, a rozchód gazu z sieci samego okr. Ruhry ma wynieść ok. 1,5 miljarda m<sup>3</sup>. W Ameryce w podobny sposób, lecz w nieporównanie większej skali, rozwijają się gazociągi gazu ziemnego (w r. 1926 dostarczyła sieć amerykańska 39 miljardów m<sup>3</sup> gazu).

<sup>1)</sup> Patrz I. Feszczenko-Czopiński „Metaloznawstwo”, str. 291—294; 298—309; 321—333.

<sup>2)</sup> Patrz Przegl. Techn., 1930, str. 597,8.

Równoległe z rozwojem sieci gazociągowej wzrasta znaczenie oczyszczania gazu (koksowego), a więc przedewszystkiem jego odsiarczania sposobem suchym i mokrym, którego rentowność ostatnio podniesiono (metoda Petit'a); niedawno uruchomiono pierwszą wielką instalację, opartą na tej metodzie, w zakładach azotowych Waldenburg na Dolnym Śląsku, o wydajności 180 000 m<sup>3</sup> gazu.

Szkodliwa również domieszka naftaliny nie stanowi też dziś przeszkody, gdyż w r. ub. opracowano sposób jej usuwania przez zastosowanie odpowiednich olejów przy odp. temperaturze. Pierwsza tego rodzaju instalacja o wydajności dziennej średnio 280 000 m<sup>3</sup> gazu, pracuje już od 14 miesięcy bez zarzutu, w budowie zaś są dalsze takie urządzenia w zagł. Ruhry, obliczone na 1,5 miljarda m<sup>3</sup> gazu.

Dalej przywiązuje się coraz większą wagę do suchości oddawanego do sieci gazu, ze względu na uniknięcie tą drogą urządzeń kondensacyjnych, a przedewszystkiem z powodu ochrony rur od korozji tlenem, cjanem i t. p. oraz usunięcia możliwości zamarzania przewodów i palników. Gazownie stosują w tym celu płókanie cieczami hygroskopijnymi, jak np. gliceryną. Wreszcie wprowadza się chłodziwo gazu, ważne zwłaszcza przy wyższym sprężaniu.

Nie mniej duży postęp czyni mechanizacja pracy przy budowie gazociągów. Zastosowanie kopaczek, dźwigów przewoźnych, maszyn zasypujących rowy i t. p. umożliwiło naprz. wykonanie gazociągu o długości 180 km (Hamm-Hannover) w ciągu 7 tygodni, przy budowie dziennie 1,3 km gotowego rurociągu, gdy przy ręcznej pracy potrzebaby było na to całego tygodnia. (VDI-Zft. 1930, zes. 24, str. 784/8).

## Listy do Redakcji.

### W sprawie odwodnienia okolic Pragi.

W zamieszczonym w Nr. 27—28 Przeglądu Technicznego artykule p. inż. K. Milicera poruszone zostało zagadnienie odwodnienia okolic Pragi, a w szczególności niziny potoku Skaryszewskiego, wpadającego do jeziora Kamionkowskiego, — co jest połączone z odwodnieniem przyległych terenów wystawowych na Saskiej Kępie.

W obszernym opisie swego projektu p. inż. Milicer wypowiada zupełnie słuszne zdanie o konieczności ujęcia wody z wyżej położonej części zlewni kanału Spółki Wawerskiej i odprowadzenia jej kanałem Obwodowym do rzeki, — ażeby uniknąć wprowadzenia wielkiej ilości wód do niżej położonej części zlewni, skąd jej odprowadzenie napotyka na trudności.

Jednakże w dalszej części swych wywodów nie uniknął p. inż. Milicer znacznych nieścisłości, wskutek czego doszedł do wniosków — według mego przekonania — niezupełnie trafnych.

#### 1) Znaczenie jeziora Kamionkowskiego.

Określając słusznie na 11 km niższą część zlewni, z której cały odpływ trafia do jeziora Kamionkowskiego, i zakładając, że największa ulewa w ciągu godziny da 52 mm, określa p. M. objętość opadu na 572 000 m<sup>3</sup> (przez omyłkę podano 272 000), lecz zupełnie niesłusznie utrzymuje, że z tego  $\frac{1}{3}$  wyparuje i  $\frac{1}{3}$  wsiąknie. Takie straty na parowanie i wsiąkanie można (z wielkiem zresztą przybliżeniem) przyjmować dla opadów rocznych, lecz nigdy dla ulewy krótkotrwałej, która notabene może przyjść na już przesycony wodą teren. W takim wypadku prawie całkowity opad trafi do jeziora.

Pojemność jeziora Kamionkowskiego, obliczona przy wykonywaniu projektu portu na Saskiej Kępie, wynosi, przyjmując jego poziom normalny na + 1,70 nad zerem Wisły:

	stan	powierzchnia ha	objętość zbiornika
przy	1,70	10,3	0 m <sup>3</sup>
	2,20	16,0	62 000 "
	2,70	36,1	184 000 "
	3,20	90,5	478 000 "

Powierzchnia jeziora przy podniesieniu poziomu zwiększa się znacznie przez zatapianie nisko położonych powyżej jeziora łąk i bagien.

Dla odpływu wody z jeziora Kamionkowskiego będzie wykonany przepust betonowy o przekroju jajowym 0,735 m<sup>2</sup>, długości 380 m, z wylotem do basenu II w porcie na Saskiej Kępie. (Budowa tego przepustu jest rozpoczęta).

Szczegółowe obliczenie wskazuje, że w razie napalenia jeziora do +3,20 m, przy stanie Wisły nie wyższym od 1,30 m, — przez ten przepust będzie mogła odpłynąć taka ilość wody, iż po 4 dniach odpływu woda opadnie do +2,35, a po następnych 2 dniach — do stanu normalnego, o ile nie nastąpią nowe znaczniejsze opady.

Obliczenie powyższe wskazuje, iż wahań poziomu jeziora będą tem mniejsze, im większa będzie jego powierzchnia.

W celu ograniczenia wahań tych do 1 m i uniknięcia zatapiania przyległych terenów, — musielibyśmy zwiększyć powierzchnię jeziora, przy stanie normalnym +1,70, do 47,8 ha, t. j. czterokrotnie, — a resztę terenu znajdującego się obok podnieść przynajmniej do poziomu +3,20. Wobec tego, że tak wielkie rozkopanie jeziora byłoby zbyt drogie i niepraktyczne, możnaby dla uporządkowania tego terenu, przeznaczanego pod park i wystawy, ograniczyć się przedłużeniem jeziora do 1,5—2 km, w postaci wąskiego kanału o szerokości 30—40 m, co zwiększy powierzchnię wodną o 7—8 ha, pozostawiając około 40 ha terenu łąk, nieco podwyższoną wykopaną z kanału ziemią, lecz jeszcze narazem na rzadkie bardzo, ale jednak możliwie podtapianie. Kanał taki, odpowiednio zaprojektowany, upiększyłby i urozmaicił teren parku wystawowego.

Należy w każdym razie podkreślić tu znaczenie jeziora Kamionkowskiego, jako zbiornika, zabezpieczającego przyległe tereny od zalewu wodą w razie ulewy.

Proponowane przez p. M. zasypianie tego jeziora, nie dając wzamian innego zabezpieczenia, naraziłoby całą przyległą dzielnicę na katastrofę zatapiania przy każdej większej ulewie, gdyż niepodobna zaprojektować tak wielkich urządzeń odpływowych, któreby nadały odprowadzać wodę w ilości przeszło 100 m<sup>3</sup>/sek, jaka w razie ulewy może napływać.

#### 2) Koszt kanału.

W celu odprowadzenia wody z jez. Kamionkowskiego do Buga, projektuje p. inż. M. budowę rury betonowej 1,5 km długości o średnicy 2 m pod Pragę i następnie kanał do Zegrza, określając kosztorys tej budowy na 2 314 000 zł.

Nasuwać się tu następujące uwagi:

a) Koszt rury betonowej 2 m, czyli 3,14 m<sup>2</sup> przekroju, oblicza inż. M. na 200 zł. za 1 mb. Przetarg, odbyty w lipcu r. b. na budowę przepustu betonowego o świetle 0,735 m<sup>2</sup> z jeziora Kamionkowskiego do Portu, wyjaśnił, że najniższa cena 1 mb (przy 10-ciu ubiegających się o roboty firmach) wyniosła ok. 400 zł. (nie licząc droższej części przy przejściu pod koleją). Wątpliwe więc jest, czy rurę o 4 razy większym przekroju dałoby się zbudować taniej, niż po 800—1000 zł. za m b. Dodając do tego kosztu zrywania brulców, przecięcia z kanałami miejskimi, z kolejkami i t. p., — biorąc pod uwagę, że kryła część musiałaby być dłuższą niż 1500 m, — otrzymujemy koszt samej tylko rury prawdopodobnie wyższy od 2 000 000 zł., gdy p. M. oblicza ten koszt na 300 000 zł.

Również wykup gruntów oblicza p. M. średnio po 40 gr. za m<sup>2</sup>, gdy dzisiejsze ceny na przestrzeni od kolei obwodowej aż do Białoleki, t. j. na długości 6 km, wynoszą nie mniej niż 12 zł. za m<sup>2</sup>, i koszt wykupu gruntu tylko na tej części wyniesie, przy szerokości pasa tylko 30 m, po 360 000 zł. za km<sup>2</sup>, ogółem ok. 2 milionów zł., nie licząc innych odszkodowań, czyli 10 razy więcej, niż suma 200 000 zł., obliczona jako całkowity koszt wywłaszczeń.

Wskazane wyżej uwagi, dotyczące się kosztorysu, pozwalają przypuszczać, że podany przez p. M. ogólny koszt budowy kanału 2 700 000 zł., okazałby się po dokładniejszym obliczeniu, kilkakrotnie wyższy.

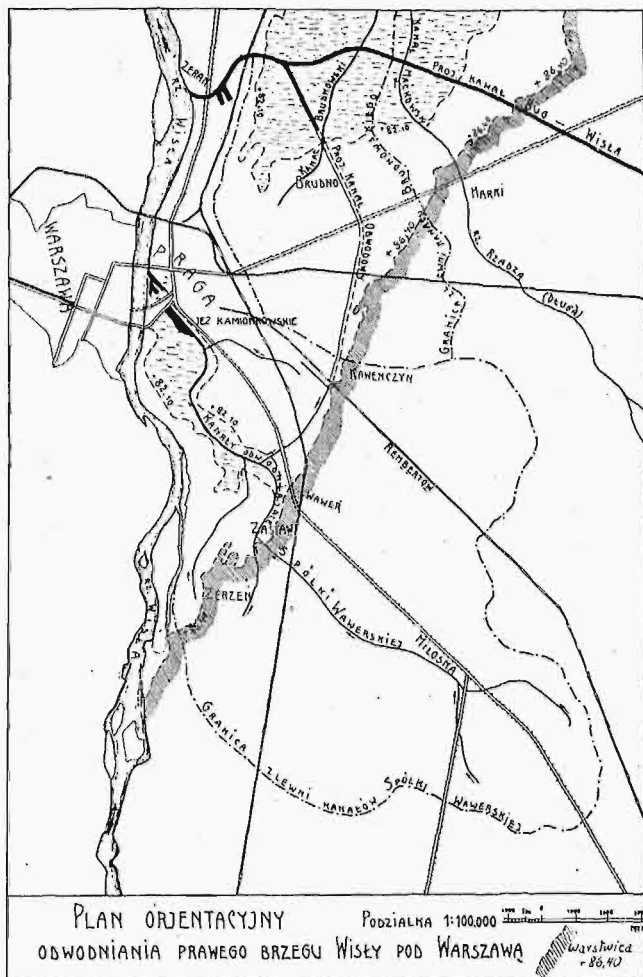
#### 3) Spław drzewa.

Co się tyczy możliwości spławu drzewa projektowanym kanałem odwadniającym, o której wspomina p. M., to należy zauważyć, że kanał w tym wypadku musiałby mieć daleko większe wymiary poprzeczne i z tego powodu nie mógłby mieć projektowanego spadku, lecz musiałby otrzymać dno poziome, co znów kolidowałoby z jego przeznaczeniem meljoracyjnym. Dla żeglugi kanał powinienby mieć szerokość zwierciadła wody najmniej 20 m, głębokość nie

mniej niż 1,5 m oraz musiałyby być zaopatrzone przynajmniej w 2 śluzy, z nich jedną powodziową, od strony Buga.

#### 4) Zbiornik przy ujściu do Buga.

Również w obliczeniu objętości zbiornika przy ujściu kanału do Buga zauważyć można w obliczeniach inż. M. pewną nieścisłość.



Rys. 1.

Ilość wody, która może spłynąć z dorzecza 420 km<sup>2</sup>, należy obliczyć nie przy średnim odpływie, lecz przy najwyższym, gdyż należy przypuszczać, że gdy na Bugu będzie woda wysoka, wtedy i ze zlewni kanału odpływ będzie duży. Przyjmując opad w wysokości 120 mm w ciągu 20 dni, i spływ 50% tego opadu, otrzymamy objętość spływu 420 000 000 · 0,06 = 25 200 000 m<sup>3</sup>, a nie 3 920 000 m<sup>3</sup>, jak przytacza p. M. W tym wypadku, oczywiście, zbiornik przy ujściu do Buga nie zabezpieczyłby swobodnego odpływu i zachodziłby rozlew. Natomiast podział tej zlewni na dwie części: jedną — z odpływem do Buga, a drugą, z okolic Pragi, — z odpływem do Wisły — zadanie ułatwia, przekrój poprzeczny kanałów zmniejsza i pozwala na zwiększenie spadku.

5) Projekty kanałów, odwadniających okolice Pragi, powinny być uzgodnione z projektem kanału żeglugi Bug—Wisła i portem o stałym poziomie na Żeraniu, którego projekt jest w M. R. P. już opracowany.

Wykonanie tego portu wraz z kanałem, doprowadzającym od niego wodę z okolic Pragi, wymaga wydatku 10—12 milionów i usuwa potrzebę budowy kanałów odwadniających aż do Buga, gdyż woda będzie mogła być spuszczana do Wisły.

Poziom wody w porcie na Żeraniu zaprojektowano na 4 m nad zerem Wisły, brzegi zaś — na +6.00. Port będzie oddzielony od Wisły śluzą.

W razie stanów na Wiśle wyżej 4 m (stany takie trwają średnio 2—3 dni w roku), poziom wody podnosić się będzie i w porcie, lecz nawet przy najwyższym stanie +5,60 nie zaleje wybrzeży.

Projekt przewiduje w przyszłości przedłużenie kanału i urządzenie wylotu powyżej Jabłonny, gdzie wzniesienie

poziomu wody w kanale nad zerem Wisły wyniosłoby 6,5 m, co zabezpieczyłoby w zupełności port od podtapiania przy wysokich stanach wody na Wiśle.

Zdawałoby się więc, że byłoby racjonalniejsze, gdy będnymy w stanie wydać kilka milionów na roboty hydrotechniczne w okolicy Warszawy, przeznaczyć je na zrealizowanie takiego projektu, który, zapewniając odwodnienie okolic, stworzy jednocześnie niezbędny dla Warszawy port przemysłowy i uporządkuje całą dzielnicę miasta, niż wydać te same pieniądze tylko na kanał odwadniający według niezwykle drogiego projektu.

Zauważyć przytem należy, że niezgodnienie tych projektów jest w pewnej mierze spowodowane niezgodnieniem niwelacji, która tu jest prowadzona według paru zer, różniących się między sobą, oraz braku dokładnej mapy warstwicowej okolicy Warszawy.

Zainteresowany jest w tem nietylko powiat Warszawski, ale, głównie, sama stolica. Dziwnem się wydaje, że dotąd tego nie zrobiono. Wielki już czas po temu.

Inż. T. Tillinger.

### Odpowiedź.

Korzystając z uprzejmości Redakcji „Przeglądu Technicznego” mam możliwość wypowiedzenia się na łamach naszego pisma technicznego w sprawie powyższych zarzutów, w nadziei, że rzucona przezemnie myśl, pomimo wszystko, dopnie swego celu, t. j. uzdrowienia niesłychanie zabagnionych okolic Pragi, i przygotuje nowe tereny budowlane tam, gdzie dotychczas gnieździły się dzikie kaczki i komary.

Pozwolę sobie zatem punkt po punkcie odpowiedzieć p. inż. T. Tillingerowi. A więc:

1) P. inż. T. Tillinger kwestionuje sprawę podziału opadów atmosferycznych na trzy części, z których jedna pochłaniana jest przez grunt, druga wyparowuje, a trzecia dochodzi do obiektu. Nasuwa się pytanie: czy powyższy podział jest słuszny w każdym wypadku i czy możnaby go zastosować do przepustu na Kamionku? Oczywiście, w każdej poszczególnej miejscowości będnymy mieli inne wyniki badań. Prócz tego spływ wody z bagien obecnie nieosuszonych będzie dwa razy większy niż z osuszonych, ponieważ bezsprzecznie piaszczysto-torfowa gleba osuszona pochłonie b. wiele, a może nawet więcej niż  $\frac{1}{3}$  część opadów. Nie chcąc rozrzucać na tem miejscu akademickich wątpliwości, zaznaczę tylko, że w b. Rosji wszystkie mosty i przepusty dla zlewni do 50 km<sup>2</sup> obliczane były w ten sposób i do dnia dzisiejszego pełnią swoją służbę bez zarzutu. Zeszłą zlewnia zachodnia Doliny Wawerskiej da według wzorów prof. Iszkowskiego  $Q = 1,684 \text{ m}^3/\text{sek}$ , tymczasem przepust betonowy o średnicy  $D = 2,00 \text{ m}$  nawet przy spadku  $i = 0,15\%$  może przepuścić 4,35 m<sup>3</sup>/s.

Nie negując możliwości rozszerzenia potoku Skaryszewskiego, byłbym jednak temu stanowczo przeciwny, ponieważ względy estetyczne nie mogą kolidować z wymaganiami higieny. Nawet dziś jeziorko Kamionkowskie, posiadając 10,3 ha powierzchni wody stojącej, jest w czasie upałów rozsądnikiem komarów, gdy zaś będzie zwiększone wdwojnásób, komary i wyziewy ze stojącej wody zatrują okolicznym mieszkańcom życie. Oczywiście, możnaby pozostawić pewną ilość trawników w niższym poziomie, lecz w każdym razie spadek z nich wody musi być bezwzględnie zapewniony. Upiększyłyby więc jeszcze bardziej piękny park Paderewskiego, a jednocześnie na wypadek oberwania się chmury byłyby zbiornikiem wód ulewnych.

2) Co się tyczy kosztorysu, załączonego w końcu mego projektu, to muszę zaznaczyć, co następuje:

a) Rury okrągłe betonowe o średnicy 1,00 m były układane w Ciechocinku w 1929 r. przy głębokości wykopów do 3,75 m po 50 zł., łącznie z materiałem, wykopaniem rowu, opierzeniem i zasypaniem. Takich rur ułożono przeszło 1000 m. Nie negując konieczności wydania 400 zł. za 1 mb. rury o przekroju jajowym w jednym miejscu i przy pewnych warunkach, nie sądzę, aby przy innych warunkach ułożenie rury betonowej o średnicy 2,00 miało kosztować aż 1000 zł. Zdaje mi się, że cena 200 zł. za m b. nie jest za duża, ale też nie za mała, zwłaszcza przy masowej produkcji rur i b. prostej robocie przy ich układaniu.

b) Zrywania bruków, przecięcia z kanałami miejskimi i t. p. wcale nie będzie. Gdyby bowiem Szanowny oponent pofatygował się na ulicę Podskarbińską, musiałyby cofnąć swój zarzut, ponieważ przepust zaprojektowałem wzdłuż sa-

mej ulicy, gdzie są puste place rządowe. Kanalizacja miejska dalej jak do ulicy Podskarbińskiej nie dochodzi, i dlatego ani jednej rury kanalizacyjnej nie przecinam. Tak przynajmniej mogłem wywnioskować z udzielonych mi planów kanalizacji Warszawy, a na miejscu poza ul. Podskarbińską nigdzie na ul. Grochowskiej nie widziałem studzienek rewizyjnych.

c) Preliminowaną przezemnie cenę 4000 zł. na ha moczarów, lub w najlepszym razie kiepskich kwaśnych łąk, ciągnących się wzdłuż istniejących, zarośniętych kanałów, otrzymałem od miejscowych właścicieli nieruchomości. Oczywiście, na przestrzeni 24 km grunty będą najromatniejszej wartości, w zależności od ich użyteczności i rentowności. Przy układaniu jednak preliminarza przybliżonych kosztów przyjmować musimy ceny ziemi normalne, a nie podniesione na skutek projektowanych inwestycji, które zgruntu zmieniają tak samą glebę, jak i jej użyteczność. Jeżeli według p. Tillingera obecne mokradła warte są po 12 zł. za 1 m<sup>2</sup>, t. j. po 120 000 zł. za ha, to za każdy wóz kiepskiego siana, otrzymywany z tak drogiej łąk, trzeba by płacić conajmniej po 2400 zł.

Do tak wygórowanej ceny mogą dojść bagna na Kamionku, Bródnie i Białotęcie tylko wówczas, gdy będą zdadne do zabudowania. Obecnie zaś są to w większości wypadków nieużytki, które dziesięciokrotnie podskoczą w cenę tylko wówczas, gdy będzie mój projekt odwodnienia Pragi i jej okolic definitywnie zrealizowany. Dziś nikt tak wygórowanej ceny nie zapłaci, bo mu się podobna transakcja nie będzie kalkulować.

3) Co się tyczy splawu drzewa projektowanym kanałem, zaznaczyć muszę, że p. inż. T., pisząc krytykę mego projektu, nie przeczytał go dokładnie. Bowiem na str. 535 piszę: „Kanał Królewski mógłby również służyć jako arterja komunikacyjna do wciągania drzewa przypędanego z Polesia Bugiem prawie do samej Warszawy. Musiałby być jednak rozszerzony, a dla spiętrzenia wody trzeba by było wybudować 3—4 śluz, któreby niewątpliwie wkrótce się sownie opłacyły”.

„W ten sposób przywróciłibyśmy kanałowi temu jego pierwotne znaczenie handlowe z czasów przedrozbiorowych i mieli możliwość dostarczania budulcu drogą wodną wprost do samej Warszawy”.

„Rozszerzenie Kanału Królewskiego i pobudowanie śluz retencyjnych mogłoby być uskutecznione jedynie wówczas, gdyby kalkulacja handlowa wykazała rentowność takiego przedsięwzięcia. To też obecnie mam na względzie jedynie odwodnienie całej okolicy, objętej niniejszym szkicem, i te realne korzyści, które z odbudowy kanału Królewskiego mogą otrzymać: miasto Warszawa, w pierwszym rzędzie, oraz posiadacze gruntów podmiejskich i rolnicy powiatów Warszawskiego i Radzymińskiego”.

Zdaje mi się, trudno o wyraźniejsze zaznaczenie celu, jaki miałem na widoku, pisząc powyższe słowa.

4) Zlewnia kanału przy alternatywie na Dębe będzie przeszło 50 km, a przy alternatywie na Zegrze — około 40 km długości. Przy tak znacznej długości zlewni, glebie piaszczystej, a więc b. przepuszczalnej, trzeba przyjmując współczynnik nie  $\frac{1}{3}$ , a  $\frac{1}{4}$  lub nawet  $\frac{1}{6}$ , jak to proponuje prof. Nikolai. Gdy zaś przyjmiemy, że poziom wód w krytycznym 1924 r. pod Zegrzem osiągnął kotę 78,25, a najniższy teren w odległości 3 km od rzeki Bugu ma kotę 78,33, to musimy przyznać, że nawet w tym roku woda nie występowałaby z brzegów istniejącego kanału. Gdybyśmy więc nie budowali nawet śluz i wału ochronnego na łąkach Bużańskich pod Zegrzem, to i tak dno kanału na Kamionku będzie o:

$$78,63 - 78,25 = 0,38 \text{ m}$$

niżej od katastrofalnej wody 1924 r.

Gdyby zaś woda podniosła się w Bugu jeszcze wyżej, jak to było w 1888 r. wskutek zatoru lodów, musielibyśmy zamknąć śluzę na szosie strategicznej pod Nieporentem i nie dopuścić wód z rzeki do kanału. Ponieważ kota powierzchni gruntu przy ujściu rzeki Benjaminówki do kanału Królewskiego jest 78,33, a kota bagien Kamionkowskich jest 80,63, przeto wody kamionkowskie będą miały swobodny spływ w kierunku błot Benjaminowskich, które raz na 50—80 lat mogą być na 1 lub 2 dni zalane, dopóki zator lodowy nie zostanie rozbity. Zdaje mi się, że pod tym względem nie możemy mieć najmniejszej wątpliwości.

5) Alternatywa przeprowadzenia 2 kanałów: jednego „obwodowego” na Zegrze, płytszego i tańszego, oraz jedno-

cznie drugiego głębokiego, lecz krótkiego od Kamionka do Żerania (10 km) jest w moim projekcie przewidziana. Niestety, nie uważam jej za udatną. Przy podniesieniu bowiem wody pod Żeraniem na Wiśle o 4 m wyżej wodowskazu, t. j. przy poziomie wód 79,63, cofka zaleje cały przepust Kamionkowski i place wystawowe. Cała zatem praca w kierunku definitywnego odwodnienia terenów wystawowych zostanie unicestwiona, a wydany kapitał będzie zmarnowany. Nie wdając się w jałową dyskusję o kosztach portu na Żeraniu w wysokości 10—12 milionów zł. i o nierealności mego „b. drogiego” jakoby projektu około 3 milionów zł., śmiem razem z p. inż. Tillingierem twierdzić, że dlatego, aby dobrze funkcjonował kanał Kamionek—Żerań, musi być zbudowany najpierw port na Żeraniu kosztem 10—12 milionów zł., a dopiero potem przekopany kanał odwadniający kosztem 3 000 000 zł., w przeciwnym bowiem razie, jak to twierdzi sam p. inż. Tillingier, Kamionek na 2—3 dni w roku będzie zalany. Gdy bowiem woda w Wiśle podniesie się na Żeraniu do wysokości 4,00 m, to niewątpliwie cofka zatopi tereny wystawowe (patrz. rys. 5 mego artykułu w Przegl. Techn. Nr. 27—28). Muszę tu zaznaczyć, że w roku 1924 woda na Żeraniu trzymała się wyżej zera wodowskazu od 4,00 do 4,84 m w ciągu 5 dni, a od 4,84 do 5,38 w ciągu 4 dni. Czyli w tym krytycznym roku, który przecież może się znowu powtórzyć, tereny wystawowe będą zalane w ciągu 9 dni! Wątpię, czy przy tak ryzykownym interesie mogą się znaleźć kapitaliści, którzy zgodzą się ulokować swe pieniądze w budowie wystawowej, które mają duże szanse być zalane na przeciąg 9 dni!

Gdy porównamy 2 rysunki: Nr. 2 i Nr. 5 z mego artykułu w Nr. 27—28 Przeglądu Technicznego, to przekonamy się, że przy podniesieniu się wody w Bugu pod Zegrzem na 4 m cofka na Kanale Królewskim dojdzie zaledwie do wsi Brzeziny, położonej o 4 km na północ od Bródna. Przy podniesieniu się zaś wody w Wiśle na taką samą wysokość pod Żeraniem, tereny wystawowe będą całkowicie zalane, i to nie byle jak, a na głębokość 0,50 m i w ciągu 9 dni.

Na zakończenie niniejszej odpowiedzi p. inż. Tillingierowi muszę zaznaczyć, że dane, na których oparłem wszystkie moje obliczenia i wyciągnięte z nich wnioski, otrzymałem częściowo z Min. Rob. Publicznych, częściowo z uzgodnionych z M. R. P. map warstwicowych m. Warszawy oraz map rosyjskich, które z mapami miastowemi okazały się w zupełnej zgodzie. Uważam przeto, że dla szkicu projektu zupełnie się nadają i dokładniejszej mapy dla tego rodzaju prac nigdy od tego czasu nie używałem. Zdjęcia topograficzne, szczególnie w terenach zamieszkałych, są marudne i drogie, a nade wszystko wymagają ciągłej korekty ze względu na coraz nowe budowle, wyrastające jak grzyby po deszczu na peryferji miasta. Zato sam teren albo wcale się nie zmienia, albo zmienia się b. nieznacznie. Przesunięcie zaś linii warstwicowej o 10 lub 15 m nie ma żadnego znaczenia.

Z mojej strony pozwoliłbym sobie zwrócić uwagę czytelników na inną okoliczność: mianowicie, czy konieczną jest rzecz, aby projektowanie tak kapitalnych i odpowiedzialnych robót, jak, powiedzmy, odwodnienie doliny Wawerskiej, odwodnienie m. Ciecchocinka i wiele, wiele innych prac z dziedziny melioracji rolnych, kanalizacji i wodociągów naszych miast i miasteczek odbywało się przy pomocy t. zw. urzędów wojewódzkich, a nie drogą konkursów? Jeżeli na projekty parafjalnych kościołów, urzędów starościńskich, szpitali, domów zdrowia i t. p., jednym słowem budynków, których wartość nie przekracza częstokroć 100—500 tysięcy zł., ogłasza się konkursy, — to dlaczego budowle o milionowej wartości z dziedziny sztuki inżynierskiej, z wyjątkiem mostów, projektowane są bez żadnego konkursu, częstokroć niestety dość nieudolnie? Czy i w tej dziedzinie nie warty byłoby wyzyskać wiadomości szerszych warstw naszych sił technicznych?

Gdyby z mojej odpowiedzi p. inż. Tillingierowi nie wynikało nic realnego, gdyby mój projekt odwodnienia przyszytych terenów wystawowych nie znalazł uznania w sferach miarodajnych, a w finansowych sferach, naogół b. ostrożnych, nie obudził należytej czujności w sprawie pewności lokaty kapitałów, to i tak byłbym szczęśliwy, gdyby na przyszłość wszystkie podobne trudne zadania z dziedziny inż. wodnej lub lądowej rozwiązywane były nie „we własnym zarządzie”, lecz na zasadzie konkursów.

Inż. Kazimierz Milicer.