
WIADOMOŚCI DROGOWE

ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

INŻ. ADAM KACZYŃSKI.

UWAGI O WYKONYWANIU NAWIERZCHNI Z TŁUCZNIA BAZALTOWEGO.

Ponieważ w Polsce na Kresach Wschodnich znajdują się bogate złoża bazaltu i dzięki konkurencyjnym cenom państwowych kamieniołomów w Janowej Dolinie, materiał ten jest teraz najtańszym dla sąsiednich województw na których terenie obecnie buduje się dość dużo nowych dróg bitych; koniecznem jest poznanie sposobu zachowania się tego materiału w warstwie tłuczniowej i wyrobienia metody jego stosowania.

Uwagi poniższe może zachęca Szanownych Kolegów, stosujących bazalt na nawierzchnię dróg bitych, do ogłoszenia w tym celu swych spostrzeżeń i wyniku prób i wzbogacenia tem obecnego doświadczenia,

Zalety i wady bazaltowego tłucznia.

Bazalt jako materiał do celów drogowych posiada bardzo poważne zalety, jak np.: dużą wytrzymałość na ciśnienie i uderzenie, równomierny skład i budowę, dużą trwałość fizyczną i chemiczną, małą ścieralność i t. d. Jednakże w postaci tłucznia w makadamie hydraulicznym nie ma własności cementującej, gdyż miał z bazaltowego tłucznia i grysiku, otrzymywany podczas wałowania nie zawiera drobnego pyłu-mączki, która z wodą tworzy dopiero ten „słaby cement”, wiążący warstwę tłuczniową w jedną całość. Jest to ujemną stroną bazaltowego tłucznia, wpływającą z jego zalet, a sprawiającą duże trudności przy utrzymaniu makadamu hydraulicznego z tego materiału,

Drugą ujemną stroną tłucznia bazaltowego jest to, że nie wykazuje on dostatecznej elastyczności w czasie zaciskania się w warstwie tłuczniowej przy wałowaniu. Pod walcem poszczególne kamyki tłucznia jest ściśnięty przez sąsiednie, przyczem

między nimi występują siły tarcia. Jeśli każdy kamyk tłucznia pod wpływem sił ściskających i tarcia wykaże wytrzymałość, wypływającą z własności materiałów i kształtu kamyka lub pewną elastyczność, wówczas układ zaciśniętych kamyków tłucznia będzie trwały i niezmienny. W wypadku tłucznia bazaltowego nieposiadającego dostatecznej elastyczności, pod wpływem tych sił, skupionych przeważnie na krawędziach kamyków, następuje odkruszanie się słabszych, cieńszych krawędzi przy wałowaniu pomimo dostatecznego zwilżania tłucznia wodą. Ta własność tłucznia bazaltowego nie tylko utrudnia następnie utrzymanie, ale i same wykonanie nawierzchni z tego tłucznia czyni niezmiernie ciężkiem.

Z tych względów, nawierzchnie z tłucznia bazaltowego muszą być wykonane ze specjalną starannością i dokładnością, gdyż wszelkie nawet niewielkie uchylenia w wykonaniu, mogące ujść bezkarnie przy tłuczeniu z materiału nieposiadającego powyższych wad dają w wyniku nawierzchnie słabe i nieodpowiadające włożonym w nie kosztom.

Kształt i wymiar tłucznia bazaltowego.

Poruszaniu się kamyka tłucznia w nawierzchni pod ciężarem koła pojazdu nie może się przeciwstawić ani „zementowanie się”, ani wzajemne zaciśnięcie się kamyków. Zruszony kamyk stanowi przyczynę i ognisko dalszego psucia się nawierzchni. Przyczem skutki są tem większe im większe są wymiary tłucznia i im bardziej kształt kamyków jest wydłużony.

Im większa jest wytrzymałość kamienia na uderzenie i ciśnienie, tem mniejsze mogą być wymiary tłucznia z tego materiału. Jednakże im drobniejszy jest tłuczeń, tem drożej kosztuje jego wyrób, co wydatnie zwiększa ogólny koszt wykonania nawierzchni. Z tych względów w naszych warunkach stosuje się tłuczeń bazaltowy o wymiarach normalnych 4—6 cm. Wymiar ten, moim zdaniem, nie powinien być większy, gdyż nie powinien przekraczać szerokości obręczy koła wozu gospodarskiego 6 — 10 cm. Ciężar koła rozkłada się wówczas na większą ilość kamyków tłucznia jednocześnie i w osiadaniu ich przyjmuje udział cała nawierzchnia w granicach swej dopuszczalnej sprężystości,

Natomiast koniecznem jest, aby tłuczeń był jednostajny,

t. j. aby wymiary wszystkich kamyków były mniej więcej jednakowe i nie przekraczały przyjętych granic. Tłuczeń, którego wymiary posiadają znaczną rozpiętość, nie ma możliwości przy wałowaniu należycie się zacisnąć i dlatego tworzy nawierzchnie słabe i odkształcalne. Szczególnie szkodliwymi dla trwałości nawierzchni są kamyki o wymiarach przekraczających górną granicę, które nie mogąc się zacisnąć z otaczającymi je kamykami o wymiarach przyjętych, są niezwiązane z warstwą tłuczniową i stanowią następnie bezpośrednią przyczynę psucia się nawierzchni.

Ta ilość kamyków o wymiarze mniejszym od przyjętej dolnej granicy, która się zwykle znajduje w tłuczniu nawet po starannem przearfowaniu, stanowi niewielki procent i nie wpływa ujemnie na jakość nawierzchni.

Tłuczeń jednostajny i o wymiarach i kształtach pożądanych można łatwo otrzymać przez tłuczenie ręczne. Kamieniołomy nie posiadają jeszcze maszyn, któreby dawały tłuczeń o właściwościach żądanych. Z drugiej strony okres zimowy może być doskonale wykorzystany dla dostawy i przetłuczenia kamienia na miejscu robót, co daje jeszcze tę poważną korzyść, że grysik otrzymany przy tłuczeniu jako zwiększenie objętości kosztuje wówczas niewiele i daje możność wydatnie zmniejszyć koszt wykonania nawierzchni.

Doświadczenie wykazało, że przy tłuczeniu ręcznym, akuratanie wykonanem, przy grubości tłucznia 4—6 cm. otrzymuje się po przearfowaniu tłucznia grysik jako naturalne zwiększenie objętości w ilości 10%—11% ilości kamienia łamanego przed przetłuczeniem.

Z 1 m ³ tego grysiku otrzymuje się po przearfowaniu:	
przez arfę 20 m/m	— 0,35 — 0,45 m ³ (1-szy grysik)
„ „ 10 m/m	— 0,45 — 0,50 m ³ (2-gi grysik)
„ „ 2 m/m	— <u>0,30 — 0,25 m³</u> (3-ci grysik)
	1,10 — 1,15 m ³

Wałowanie tłucznia bazaltowego.

Tłuczeń wysypuje się na podkład warstwą o grubości 0, 14 m. Wałowanie tej warstwy wykonywuje się według znanych metod, t. j. wałuje się poczynając od krawędzi nawierzchni, zachodząc kołem walca na szerokość 20 — 30 cm. na pobocze,

a następnie przechodząc ku środkowi nawierzchni, zajmuje się kołem po każdym przesunięciu walca ku środkowi szerokość 20 — 30 cm. na pasie poprzecznie wałowanym.

Gdy pod kołem walca tłuczeń nie tworzy już fali i przestaje wydawać charakterystyczny chrzęst, jest to zupełnie pewnym i dostatecznym wskaźnikiem, że tłuczeń jest już zawałowany albo, jak się mówi potocznie, że tłuczeń „stanął”; bardziej tłuczeń nie da się ugnieść i warstwa tłuczniowa nie da się więcej uszczelnić i zmniejszyć w niej wolne przestrzenie.

Zajście kołem na pobocze, poczynając od pierwszego przejścia jest konieczne, aby zgęścić ziemię i wzmocnić ściankę koryta. W przeciwnym wypadku tłuczeń pod walcem nie będzie się uszczelniał i układał, a będzie się rozsuwał na boki i rozluźniał. Wałowanie wówczas celu nie osiągnie. To samo zachodzi nawet przy grysikowaniu już uwałowanej warstwy tłuczniowej, jeśli pobocze pod wpływem deszczów rozmiękło chociażby nieznacznie. Wówczas w odległości około 0,5 m. od krawędzi, warstwa tłuczniowa pod walcem zaczyna się łamać, a kamyki w górnych szeregach widocznie się rozluźniają, przy czem grysik ucieka do wewnątrz warstwy. Poprawić i dowalować takie miejsca już nie można.

Ilość przejść walcem po każdym miejscu dla zawałowania warstwy łącznie z grysikowaniem waha się między 140 — 160 przy wałowaniu 2-ma walcami o ciężarze 12 t. i 19 t., przy czem dla zawałowania samej warstwy wystarcza zwykle 80—100 przejść. Jednak niech będzie miarodajne nie ilość przejść, która jest zależna od wagi i sposobu wałowania kilkoma walcami, a powyżej podane wskaźniki stopnia zawałowania warstwy tłuczniowej.

Pierwsze kilka przejść walcem zwykle odbywa się bez polewania go wodą. Jednak w miarę uszczelniania się warstwy tarcie między poszczególnymi kamykami zwiększa się i, aby uniknąć ścierania się krawędzi i zaokrąglenia się kamyków, należy dla zmniejszenia sił tarcia warstwę tłuczniową obficie polewać wodą. W przeciwnym wypadku po zaokrągleniu się kamyków traci się wogóle możliwość zawałowania i zaciśnięcia tłucznia. Ilość wody musi być taka aby tłuczeń w czasie wałowania był stale mokry. Częstość polewania zależy od temperatury powietrza. Wewnątrz warstwy tłuczniowej woda trzyma się

dłużej niż na powierzchni, skąd w czasie upałów wyparowuje już w ciągu kilku minut. Wydatek wody zatem waha się w znacznych granicach w zależności od temperatury. W konkretnym wypadku dla zawałowania 1 km. drogi przy temperaturze wahającej się 15° do 20° C i średnio wilgotnej pogodzie zużyto około 170 m^3 wody (podana ilość zawiera również ilość zużytą przy wałowaniu grysików).

Po zbadaniu w kilkunastu miejscach uwałowanej warstwy tłuczniowej dało się stwierdzić, że warstwa teraz o grubości 10 — 11 cm, na grubości 2 cm. od dołu jest całkowicie wypełniona miałem. Miał ten wytworzył się przy wałowaniu świeżo wysypanej warstwy tłucznia przez odkruszanie się i zgniatanie pod ciężarem walca słabszych, cieńszych krawędzi kamyków. Jest to pierwszą konsekwencją braku dostatecznej elastyczności u tłucznia bazaltowego w czasie jego zaciskania się przy wałowaniu. Jednakże na ilość wytworzonego miału, który łącznie stanowi, jak wypływa z poniższego, około 14 m^3 na 1 km., ma jeszcze wpływ ta okoliczność, że bazalt z Janowej Doliny daje po przetłuczeniu niewielki procent kamyków o kształcie płaskim i cienkich krawędziach.

Zatem potrzebną ilość grysiku dla wypełnienia wolnych przestrzeni w warstwie tłuczniowej należy obliczać nie dla całej grubości warstwy a tylko dla $10,5 - 2 = 8,5$ cm. Określić tę ilość początkowo można tylko praktycznie, zwiększając lub zmniejszając stosowaną ilość grysiku. W ten sposób dało się określić potrzebną ilość grysiku na 60 m^3 . na 1 km., które stanowią około 17% objętości niezagrysikowanej warstwy tłuczniowej (szerokość nawierzchni 4,5 m.).

Grysikowanie warstwy tłuczniowej z bazaltu.

Grysikowanie warstwy tłuczniowej należy uskutecznić nie od razu dla całej warstwy, a 2-ch częściach, gdyż inne jest zachowanie się grysiku w czasie grysikowania wewnętrznych szeregów kamyków warstwy tłuczniowej, a inne znów — w czasie grysikowania górnego szeregu kamyków tej warstwy, różne też muszą być metody wykonania tego grysikowania. I dlatego należy tak dobrać wielkości pierwszej i drugiej porcji grysiku, aby pierwsza porcja wypełniła wolne przestrzenie w warstwie tłuczniowej na całej jej grubości za wyjątkiem górnego szeregu

kamyków tej warstwy, druga zaś — pozostałą wolną przestrzeń w tym szeregu. W ten sposób rozumując, dało się określić pierwszą porcję na 40 m³ na 1 km dla zagrysikowania grubości 5,5 cm. warstwy tłuczniowej, zaś drugą — na 20 m³ na 1 km. dla zagrysikowania pozostałej grubości 8,5 — 5,5 = 3 cm.

W konkretnym wypadku, gdy na km. otrzymano 72 m³ grysiku z ilości tej po przeartfowaniu wypadło:

grysiku 1-go o kamykach	2 — 3 cm.	—	$72 \times 0,40 = 28,80$ m ³
„ 2-go	„ 1 — 2 cm.	—	$72 \times 0,45 = 32,40$ m ³
„ 3-go	„ 1 — 0,2 cm.	—	$72 \times 0,25 = 18,00$ m ³
czyli łącznie:			79,20 m ³

Zatem łączna ilość pierwszego i drugiego grysików równa razem 61,20 m³ jest już wystarczającą dla zagrysikowania całej warstwy tłuczniowej.

Na pierwszą więc porcję grysiku złożą się: grysik 1-szy i brakująca część z 2-go grysiku, na porcję drugą — pozostała ilość 2-go grysiku.

Po wysypaniu pierwszej porcji i równomiernem wyrównaniu miotłami, rozsypany grysik należy wałować, przyczem przed walcem po kilku przejściach znów powstaje niewielkie falowanie warstwy tłuczniowej. Grysik pod ciężarem walca kruszy się na uwałowanej już warstwie tłucznia, albo przenikając do wewnątrz warstwy rozpycha kamyki tłucznia, tem samem je zruszając i wywołując fałę. Wymiary otworów w warstwie są mniejsze niż wymiary tego grysiku. Kamyki grysiku kruszą się również i w czasie swego przenikania do wewnątrz warstwy, a znalazłszy dla siebie odpowiednie miejsce dają możność kamykom tłucznia wrócić do swego poprzedniego położenia i zacisnąć się.

Wobec powyższego opisu opartego na dokładnej obserwacji zachowania się poszczególnych kamyków grysiku powstaje szereg następujących pytań:

1) czy nie szkodliwe jest to zruszenie i powtórne układanie się i zaciskanie się tłucznia przy grysikowaniu, czy nie powoduje to dalszego ścierania się krawędzi kamyków i tem samem pozbawia ich możności zaciśnięcia się trwałego,

2) czy nie korzystniej byłoby pozostawić grysik w tłuczniu a nie oddzielać przez artfowanie, aby wypełnianie wolnych przestrzeni odbywało się już przy wałowaniu samej warstwy, albo

3) czy nie lepiej byłoby wprowadzić go do warstwy rozsypując równomiernie po uwałowanej tylko zlekka warstwie tłucznia, aby proces zaciskania się odbywał tylko raz, i

4) czy wogóle po zakończeniu procesu grysikowania kamyki tłucznia wracają na dawne swe miejsca i zaciskają się w tem samem względem siebie ugrupowaniu co w pierw.

Dla rozważenia powyższych pytań należy w pierw rozpatrzyć pracę warstwy tłuczniowej pod wpływem obciążenia ruchomego, które wytwarza siły statyczne i dynamiczne nie tylko pionowe, ale i o kierunkach różnych włącznie do stycznych.

Tłuczeń, który jest właściwie szkieletem warstwy, można w tym wypadku przyrównać do ustroju niosącego mostu: tłuczeń przyjmuje na siebie siły od obciążenia oraz przenosi i rozkłada je równomiernie na podkład. Pod działaniem tego obciążenia kamyk tłucznia nie pęknie i nie skruszy się tak jak nie zniszczą się pręty prawidłowo obliczonej kraty mostu. Wszystko co było słabego w warstwie tłuczniowej zostało skruszone w czasie wałowania i nie wzięło udziału w tworzeniu szkieletu warstwy.

Grysik, który stanowi właściwie ciało warstwy tłuczniowej, wypełnia puste przestrzenie w tej warstwie, usztywnia ją tem i warunkuje niezmiennosc pod działaniem obciążenia. Rolę zatem jaką grysik tu spełnia można przyrównać do pracy wszelkich tężników konstrukcji niosącej mostu, które zapewniają również sztywnosc i niezmiennosc w przestrzeni ustroju niosącego. Grysik jak również tężniki w moście ze względu na swe male wymiary nie mogą i nie przyjmują znacznego udziału w pracy pod działaniem obciążenia. Udział ten jest nikły. Grysik nie przyjmuje na siebie i nie przenosi obciążenia, a ogranicza się jedynie do unieruchomienia poszczególnego kamyka tłucznia w warstwie.

Jeśli zostawimy pierwszy grysik w tłuczniu, a nie będziemy oddzielać przez arfowanie, to kamyki gryssiku wezmą udział w zaciskaniu się pod wałowaniem narówni z kamykami tłucznia, gdyż kamyki gryssiku nie będą tu grać roli gryssiku lecz tłucznia i konieczność gryssikowania następnie pozostanie nadal. Pomijając wady takiego zostawienia jak np. duża rozpiętosć w granicach wymiaru tłucznia 2 — 6 cm. trzeba zaznaczyć, że nie unikniemy samego faktu zruszania zawałowanego tłucznia, gdyż następny t. j. drugi gryssik będzie wówczas również za grubo w stosunku do otworów zawałowanej warstwy tłuczniowej i przebieg gryssikowania będzie ten sam i t. d.

Jeśli zaś rozsypać ten grysik równomiernie po lekko uwałowanej tylko warstwie, to mogą tu przytem zajść dwie ewentualności zależnie od stopnia zawałowania:

1) jeśli otwory w warstwie będą jeszcze duże i grysik przeniknie do warstwy przy wwałowaniu bez trudu to weźmie on udział w zaciskaniu się narówni z kamykami tłuczni jak wyżej,

2) jeśli zaś otwory te będą już małe i grysik przenikając w warstwę pod walcem będzie się kruszył i jako miał opadał na spód warstwy to wówczas proces tworzenia się miału będzie się odbywał prędzej od procesu zaciskania się i uszczelniania się warstwy. Wskutek tego przed zaciśnięciem ostatecznym zgromadzi się w warstwie tyle grysiku, że zaciśnięcie jej na pewnej grubości od spodu będzie już niemożliwe: tłuczeń nie wytworzy szkieletu niosącego warstwy, bo poszczególne kamyki nie będą się o siebie wspierały a będą leżały mniej więcej luźno w elastycznym miałe grysiku. Warstwa taka nie będzie sztywną, odkształcalność jej będzie duża, zaś trwałość — mała.

Zatem grysikowanie przed ostatecznym uszczelnieniem warstwy jest niecelowe i szkodliwe. Musi być zachowana kolejność, a nie jednoczesność w tych czynnościach: wpierw zmniejszenie wolnych przestrzeni w warstwie tłuczniowej do minimum, a dopiero następnie wypełnienie tych przestrzeni miałem. W przeciwnym wypadku w warstwie okaże się więcej miału niż byłoby wolnych przestrzeni po zupełnem uwałowaniu warstwy. Wskutek tego zupełne uwałowanie i tem samem uszczelnienie warstwy oraz wytworzenie wytrzymałego szkieletu niosącego z tłuczni będzie już niemożliwe.

Rozsypany na uwałowanej warstwie tłuczniowej grysik pod kołem walca zachowuje się dwojako:

1) częściowo kruszy się o ile się znajdzie między kołem a górną powierzchnią kamyka tłuczni, przyczem otrzymany stąd drobny miał swobodnie opada w głąb warstwy i wypełnia w niej wolne przestrzenie;

2) częściowo zaś jest wpychany ciężarem walca w szpary między kamykami tłuczni, rozsuwając je i wywołując wskutek tego przed kołem walca niewielkie ich spiętrzenie. Z powodu tych ruchów kamyków tłuczni leżących w górnym szeregu warstwy tłuczniowej wepchane kamyki grysiku trafiają pod nie,

nie dając im możności wrócić do pierwotnego położenia. Wskutek tego przy następnem przejściu walca powstaje nacisk kamyka tłucznia na podważający go kamyk grysiku, przyczem ten ostatni albo się miażdży, miał zaś opada do wewnątrz warstwy, albo też naciśnięty rozpycha kamyki tłucznia pod nim leżące i opuszcza się między nie. Wskutek wywołanego przez to spiętrzenia tych niżej leżących kamyków tłucznia i ich ruchów, kamyk grysiku trafia pod nie i podważa je a następnie naciśnięty albo się miażdży, albo też przenika znów niżej i t. d.

Przenikanie w głąb warstwy poszczególnego kamyka grysiku będzie trwało dotąd, dopóki nie miażdżąc się będzie on napotykał ów nacisk. Wolne przestrzenie w warstwie tłuczniowej, które kolejno zajmuje wówczas kamyk grysiku, są mniejsze od jego wymiaru, wskutek tego kamyk grysiku, zajmując swoją objętością przestrzeń większą, nie pozwala zruszonemu kamykowi tłucznia wrócić do pierwotnego położenia i podważa go tem. Zmiana w położeniu jećnego kamyka tłucznia wywołuje w uwałowanej, ułożonej warstwie tłuczniowej zmianę w położeniu wszystkich wyżej leżących kamyków tłucznia i podniesienie się górnej powierzchni warstwy w tem miejscu. Dlatego miejsce to pod kołem walca otrzymuje duży skupiony nacisk, który jest przekazywany na wywołujący tę deformację warstwy kamyk grysiku. Kiedy kamyk grysiku pod tym naciskiem zmiażdży się, lub też kiedy przesunie się niżej i trafi w wolną przestrzeń, która będzie równą lub większą od jego wymiarów, wówczas zruszony kamyk tłucznia będzie mógł po przejściu kamyka grysiku wrócić do swego pierwotnego położenia i zacisnąć się. Nacisk przy przejściu walca na kamyk grysiku wówczas nie powstanie i ruch jego w głąb warstwy się przerwie, wobec czego po zagrysikowaniu warstwy wszystkie kamyki tłucznia wracają do poprzednio zajmowanego położenia i zaciskają się w tem samym ugrupowaniu co w pierw.

Przenikanie w głąb warstwy jednocześnie dużej ilości kamyków grysiku wywołuje zruszenie i niewielkie falowanie jej przed kołem walca.

Wałowanie zaś pierwszej porcji grysiku prowadzi się według wspomnianej już wyżej metody aż do czasu gdy warstwa przed walcem przestanie również tworzyć falę oraz zniknie ten sam co w pierw chrzęst miażdżonych i trących się kamyków.

Polewanie warstwy wodą przy wałowaniu pierwszej porcji grysiku jest konieczne w tym samym stopniu co przy wałowaniu samej warstwy tłuczniowej i nie może być ze względów podanych niżej zaniedbane.

Ruch przenikającego w głąb warstwy tłuczniowej kamyka grysiku od wyżej leżącej wolnej przestrzeni do — niżej leżącej odbywa się wzdłuż bocznych powierzchni kamyków tłucznia, stanowiących ścianki wolnych przestrzeni. Zatem zruszony kamyk tłucznia opiera się nie krawędziami swemi na sąsiednich kamykach tłucznia, a głównie bocznymi powierzchniami na podważających go kamykach grysiku. Warstwa tłuczniowa robi wrażenie obecności nadmiaru grysiku, dopóki ten grysik nie rozmieści się w warstwie i nie da możliwości kamykom tłucznia wrócić do dawnej styczności. Kamyki tłucznia są rozsunięte penetrującemi w głąb kamykami grysiku i wszelkie w czasie tego ruchu kamyków tłucznia nie zawsze mają podparcie wzdłuż ich krawędzi. Z drugiej strony polewanie warstwy wodą zmniejsza tarcie między kamykami. Można więc twierdzić, że kamyki tłucznia z twardego i mało ścierającego się bazaltu, które wytrzymały już długie wałowanie samej warstwy nie ulegną tu starciu krawędzi i zaokrągleniu, co rzeczywiście daje się stwierdzić przez zbadanie następnie poszczególnych kamyków tłucznia. Zbyt duże zruszenie warstwy przy grysikowaniu jest drugą z rzędu konsekwencją braku elastyczności u tłucznia bazaltowego, który w warstwie po uwałowaniu chociaż jest ułożony szczelnie ale nie jest dostatecznie zaciśnięty. I dlatego możliwość poruszeń kamyków tłucznia jest naogół większa.

Z drugiej strony grysikowanie warstwy tłuczniowej, grubszym materiałem ma tę poważną korzyść, że wypełnienie wolnych przestrzeni jednym lub kilku grubszymi kamykami daje większą sztywność warstwie tłuczniowej niż wypełnienie tych przestrzeni drobnym miałem, który będąc w masie elastycznym mniejszą daje pewność unieruchomienia kamyka tłucznia w warstwie pod obciążeniem, co wydatnie wpływa na trwałość nawierzchni.

Grysikowanie warstwy tłuczniowej jest procesem w skutkach wysoce dokładnym i logicznym i po dostarczeniu wymaganej ilości grysiku i wałowaniu odbywającym się poza tem zupełnie samoczynnie. Warstwa tłuczniowa wypełnia się od spodu grysikiem aż do wysokości odpowiadającej ilości wysy-

panego grysiku w ten sposób, że w każdej przestrzeni wolnej znajdzie się kamyk grysiku, co do kształtu i wymiarów odpowiadający zajmowanej wolnej przestrzeni, zaś pozostałe małe przestrzenie są nadzwyczaj ściśle wypełnione drobnym miałem. Warstwa jest sztywna i robi wrażenie monolitu. Przyczem szkielet tłuczniowy wytworzony przy wałowaniu samej warstwy tłuczniowej pozostał po zagrysikowaniu jej bez zmiany z zachowaniem wymaganych zalet.

Po zakończeniu wałowania pierwszej porcji grysiku i rozebraniu warstwy tłuczniowej znajduje się ją na całej jej grubości za wyjątkiem górnego szeregu kamyków tłucznia rzeczywiście całkowicie wypełnioną i uszczelnioną w ten sposób, że więcej miału do zagrysikowanej części warstwy jużby się nie dało wprowadzić. Tem samym zadanie pierwszej porcji grysiku zostało w zupełności spełnione.

Zadaniem zaś drugiej porcji grysiku jest teraz wypełnienie wolnych przestrzeni tylko w górnym szeregu kamyków tłucznia. Kamyki te w przeważnej swej ilości leżą zupełnie nie związane z resztą warstwy tłuczniowej tak, że je można bez trudu wyjąć ręką z ich gniazda, są one przeważnie ani zaciśnięte, ani ściśnięte w warstwie, nie są wzajemnie przez sąsiednie kamyki dostatecznie unieruchomione i mają możliwość większych ruchów w swych gniazdach. Fakt ten jest również konsekwencją braku elastyczności u tłucznia bazaltowego gdyż wobec odkruszenia w czasie wałowania warstwy słabszych krańców kamyków tłucznia, nie obserwuje się należytego wzajemnego przylegania do siebie kamyków, stanowiących górny szereg tej warstwy, co tem bardziej wpływa na większą możliwość ruchu ich, że nie są one otoczone kamykami ze wszystkich stron, leżąc na samym wierzchu warstwy. Zagrysikowanie takiego ruchomego szeregu jest niezmiernie trudne.

Po wysypaniu i równomiernem rozrównaniu miotłami drugiej porcji grysiku, wałowanie jego winno być ograniczone do 3 — 4 przejeżdż walca po każdym miejscu warstwy tłuczniowej, aby zadanie drugiej porcji grysiku było możliwie najlepiej spełnione.

Proces drugiego grysikowania nie przebiega z taką dokładnością jak proces pierwszego grysikowania, nie reguluje się samoczynnie i wymaga ciągłej opieki gdyż łatwo może dać rezultaty ujemne.

Grysik drugiej porcji pod kołem walca zachowuje się trojako:

1) częściowo kruszy się między kołem a górną powierzchnią kamyków tłucznia, miał zaś zsypuje się w szpary między temi kamykami,

2) częściowo wpada w te szpary i wskutek niewielkich ruchów kamyków tłucznia pod kołem walca dostaje się pod nie, podważa je a następnie zostaje miażdżony pod naciskiem walca, nie mogąc przeniknąć do warstwy niżej leżącej zagrysi-kowanej już i szczelnej. Miał ze zduszonych kamyków również pozostaje na miejscu z tych samych powodów. Po wypełnieniu wszelkich zagłębień w gnieździe kamyka tłucznia, miał ten łącznie z miałem otrzymanym na powierzchni następnie wyściela już cienką warstewką gniazdo kamyka tłucznia, izolując go w ten sposób od niżej leżących. Warstewka ta może dowolnie zwiększać swoją grubość zależnie od ilości wysypanego na warstwę tłuczniową gryssiku i czasu wałowania.

3) częściowo pod ciężarem walca zostaje wpychany w szpary między kamyki tłucznia i odgrywa rolę klinów, przyciskając kamyki tłucznia do siebie i unieruchamiając je w ich gniazdach przez związanie z kamykami, które dzięki swemu położeniu i kształtowi, pomimo że leżą w górnym szeregu związały się z resztą warstwy.

Rezultaty zachowania się gryssiku w pierwszym i drugim wypadkach są naogół ujemne i gryssik tu swego zadania nie spełnia, gdyż nie powoduje zapełnienia wolnych przestrzeni w postaci głównie szpar między kamykami tłucznia i uszczelnienia tem warstwy, a przyczynia się do zniszczenia wytworzonego szkieletu tłuczniowego przez rozluźnienie górnego szeregu jego kamyków. Warstewka miału zwiększając swoją grubość unosi kamyki tłucznia ku gorze i rozluźnia tem sereg tych kamyków.

Dopiero zachowanie się gryssiku w trzecim wypadku daje możność zapełnienia wolnych przestrzeni w górnym szeregu. Gryssik przytrzymuje tu kamyki tłucznia w ich gniazdach przez ściśnięcie i unieruchomienie klinkami i miał wówczas niema możliwości zsypywać się pod kamyki tłucznia, a wypełnia jedynie szpary i wolne przestrzenie między niemi. Jednak odegranie roli klinków jest dla gryssiku bardzo trudnem, gdyż zależy

to od kształtu i wymiaru szpary między kamykami tłucznia, od kształtu i wymiaru ziarn grysiku, położenia jego w chwili nadejścia koła walca i t. d. Możliwość odegrania roli klinka zależy zatem od przypadku i dlatego liczyć na to i przyjąć jako gwarancję należytego uszczelnienia się gurnego szeregu nie można. Przeważnie grysik drugiej porcji jest kruszony przy wałowaniu i zamienia się w drobny miał albo na powierzchni warstwy albo też pod górnym szeregiem kamyków tłucznia. Dopiero pozostała bardzo niewielka ilość tego grysiku spełnia rolę klinków.

Jednakże przy większej ilości przejść walca kliniki również zostają przepychane przez szpary, trafiają pod kamyki górnego szeregu tłucznia i są kruszone, zwiększając ilość otrzymywanego miału. Znaczenie klinków jest tak doniosłe, że nawet ta niewielka ilość ich jest nie do pogardzenia. Z drugiej strony z chwilą gdy zacznie się tworzyć warstewka miału pod kamykami tłucznia górnego szeregu traci się wogóle możliwość należytego wykonania nawierzchni. I dlatego pomimo że szpary w tym szeregu nie będą całkowicie i szczerlnie wypełnione należy zaniechać dalszego grysikowania i przerwać wałowanie. Ani zwiększenie drugiej porcji grysiku, ani danie trzeciej porcji grysiku nie poprawi otrzymanego rezultatu, a natomiast bezwzględnie pogorszy go. Wypełnienie szpar i uszczelnienie zapelnienia należy pozostawić ruchowi konnych pojazdów po dostarczeniu odpowiedniego ku temu materiału kamiennego.

Zwiększenie drugiej porcji grysiku nie tylko nie zwiększy ilości klinków, ale zmniejszy możliwości wytworzenia się ich, gdyż przy większej ilości grysiku miał będzie prędzej się wytwarzał, warstewka jego pod kamykami tłucznia górnego szeregu prędzej będzie zwiększała swoją grubość i rozluźnienie tego szeregu szybciej nastąpi. Danie trzeciej porcji grysiku również nie zwiększy ilości klinków, a zniszczy już istniejące. Bo przy wałowaniu jedne zostaną przepchane, drugie obluzowują się w rozluźnionym szeregu kamyków i same opadają, gdyż warstewka, której grubość znacznie się przy tem zwiększy, jest tu elastycznym materacem w którym kamyki górnego szeregu tkwią ruchomo.

Z chwilą wytworzenia się warstewki nie należy oczekiwać należytego zagrysikowania warstwy tłuczniowej i otrzymania

sztynnej i odpowiadającej włożonym kosztom i pracy nawierzchni. Również utrzymanie takiej nawierzchni jest niezmiernie trudne i kosztowne. A usunięcie błędu może być skutecznione tylko przez rozebranie warstwy, przesianie i powtórne z otrzymanego materiału wykonanie nawierzchni.

I dlatego też grysikowanie warstwy tłuczniowej należy skutecznie w 2-ch częściach, gdyż przy grysikowaniu jednorazowo po wysypaniu całkowitej ilości grysiku 60 m^3 na 1 km. zruszenie całej warstwy pod walcem utrudnia niezmiernie zaobserwowanie początku tworzenia się warstewki mialu.

Praktyka wykazała, że:

1) jak byśmy dużo nie wysypali na warstwę tłuczniową grysiku, ten ostatni przy wałowaniu całkowicie znika z powierzchni warstwy, zużywając się na wytworzenie warstewki mialu z wierzchu zaś pozostaje goły tłuczeń,

2) warstewka była tem grubsza im więcej rozsypano grysiku przed wałowaniem,

3) im grubsza była warstewka tem większa była ruchliwość kamyków tłuczni górnego szeregu, gdyż tem staje się ona bardziej elastyczną.

W czasie drugiego grysikowania wpychane kamyki grysiku w szpary między kamykami tłuczni nie spowodują spiętrzenia tych ostatnich i falowania warstwy przed kołem walca. Warstwa za wyjątkiem górnego szeregu kamyków jest całkowicie wypełniona miałem i sztywna. Górny zaś szereg kamyków tłuczni jest zazębiony o tę sztywną część warstwy i ruchy poszczególnego kamyka tego szeregu odbywają się tylko w granicach jego gniazda.

Przed rozpoczęciem wałowania drugiej porcji grysiku konieczne jest obfite polanie wodą warstwy tłuczniowej aby:

1) miał, któryby pozostał jeszcze między kamykami tłuczni w górnym szeregu po pierwszym grysikowaniu, był usunięty prądem wody z tego szeregu i uniesiony do wewnątrz warstwy dla ostatecznego uszczelnienia jej i wypełnień wolnych przestrzeni, oraz

2) aby miał który się wytworzy przy drugim grysikowaniu nasiąkając wodą stracił sytkość i ruchliwość a posiadał lepkość bardziej w tym wypadku pożądaną.

Lepki miał z grysiku prędzej pozostanie w szparach między

kamykami tłucznią a nie zsyple się pod te kamyki wytwarzając warstewkę.

Polewanie warstwy wodą podczas wałowania drugiej porcji grysiku ze względu na związane z tem częste przejazdy beczkowozów po wykonywanej nawierzchni jest niewskazane

Pielęgnowanie nowej nawierzchni.

Pod nazwą tą rozumiem zakończenie procesu uszczelniania górnego szeregu kamyków tłucznią i otrzymania jednolitej i sztywnej warstwy tłuczniowej i trwałej nawierzchni. Czynności z tem związane są nie mniej ważne od czynności grysikowania warstwy, a od dokładności wykonania i ciągłej uwagi zależy głównie jakość nawierzchni. Niedopatrzenie zaś może zniweczyć całą dotychczasową pracę i wysiłki.

Cały pozostały jeszcze na poszczególnym kilometrze grysik w ilości około 18 m³ na 1 km. wysypuje się na warstwę tłuczniową i rozmiata równomiernie miotłami. Rozmiatanie rozsypanego grysiku ma nadto na celu dokładniejsze wypełnienie pozostałych próżnych miejsc w górnym szeregu kamyków tłucznią tym grysikiem, na który się składa grysik najdrobniejszy tak zwany grysik 3-ci. Rozmiatanie należy uskutecznić ostrożnie, aby nie zruszać przy tem kamyków tłucznią. Wałowanie tego grysiku jest niewskazane z tych samych względów, które były wspomniane poprzednio przy omawianiu skutków zastosowania trzeciej porcji grysiku.

Przed otwarciem ruchu po świeżo wykonanej nawierzchni należy przedsięwziąć środki w celu ochrony nowej nawierzchni od destrukcyjnego działania tego ruchu. Doświadczenie uczy że do czynników szczególnie niszcząco w tym wypadku działających należą w kolejności ich znaczenia:

- 1) Kopyta końskie.
- 2) Koła toczących się pojazdów konnych.
- 3) Lepkie błoto na tych kołach.
- 4) Ssące działanie opon samochodowych.

Ruch samochodowy na nowo wykonanej drodze jest zwykle jeszcze niewielki. Jeśli zaś chodzi o pogrubienie warstwy tłuczniowej lub wykonanie nowej nawierzchni na drodze już istniejącej to środki ochronne zwykle stosowane dostatecznie

chronią nową nawierzchnię od ssącego działania opon samochodowych.

Błoto daje się we znaki szczególnie w okolicach o glebie gliniastej. Destrukcyjne działanie widoczne jest najbardziej na odcinkach nowej drogi przy zjazdach na drogi letnie. Na obręczach kół pojazdów tworzą się szerokie pasma błota, które jest wciskane w nawierzchnię i lepnie do grysiku i tłucznia, a następnie unosi ku górze w miarę toczenia się koła przyklejony grysik i wyrwane z nawierzchni kamyki tłucznia niezmiernie niszcząc tem nawierzchnię. Przyczem opadnięte później kamyki tłucznia odgrywają na nawierzchni rolę zwykłych tułaczy. Przy rodzajach gleb szczególnie lepkich nawet duża długość bruku na zjazdach nie chroni dostatecznie nawierzchnię przed błotem. Od destrukcyjnego działania błota również wystarczająco chronią zwykle stosowane środki ochronne w postaci pokrycia nawierzchni warstwą rozsypanego dowolnego drobnego materiału kamiennego. Przyczem dla dwóch powyżej rozpatrzonych destrukcyjnych czynników obojętne są rodzaj tego materiału i wielkość kamyków. Natomiast ważnem jest aby grubość tej warstwy była dostateczna, która przy grubszem materiale musi być grubsza i odwrotnie. Otwory w tej warstwie zmniejszają ssące działania opon na samą nawierzchnię tem więcej im grubsza jest ta warstwa. Również im grubsza jest ta warstwa tem większa pewność, że błoto na kołach nie dosięgnie kamyków tłucznia i je z nawierzchni nie wyrwie.

Działanie kopyt końskich i kół toczących się pojazdów konnych stawiają większe wymagania tej warstwie ochronnej, którą zwykle stanowi grysik.

Oddziaływanie kopyt końskich na nawierzchnię nie jest tylko pionowe. Przy stawianiu nogi przez konia kopyto uderza ukośnie w nawierzchnię; następnie ciągnąc pojazd koń odpycha się od nawierzchni a oddziaływanie kopyta jest styczne do nawierzchni; zaś przy odrywaniu nogi kopyto wykonuje ruch który można nazwać ruchem grzebiącym nawierzchnię. Oddziaływania te są tem większe im więcej pojazd jest obciążony.

Jeśli nawierzchnia jest pokryta warstwą grysiku bazaltowego o wymiarach 1 — 0,2 cm, to jak doświadczenie uczy warstwa taka nawet o grubości około 3 cm. pod działaniem kopyt końskich i toczących się kół pojazdów jest niestateczna.

Ukośne uderzenia kopyt powodują rozrzucenie kamyków grysiku daleko od miejsca pierwotnego, dzięki dużej masie każdego kamyka i małej ich ilości na które to uderzenie się rozkłada. Wszelkie inne ruchy kopyta powodują obruszanie się kamyków tłucznia w ich gniazdach włącznie z wygrzebaniem z warstwy tłuczniowej bez względu na to, czy kamyki tłucznia po poprzednim rozrzuceniu kamyków są już całkowicie оголоcone, czy też są pokryte jeszcze grysikiem.

Toczenie się obciążonego o wazkiej obręczy koła pojazdu konnego, powoduje rozprysk kamyków grysiku z pod koła, co zwiększa jeszcze siłę uderzenia w nawierzchnię spadającego z nierówności koła i jest drugą przyczyną obruszania się kamyków tłucznia.

Należy pamiętać, że szpary w górnym szeregu kamyków tłucznia nie są jeszcze zapełnione szczelnie, zapełnienie to nie jest ubite i mocne gdyż stanowi je luźno wsypany grysik. Dlatego kamyki tłucznia w tym szeregu nie są unieruchomione trwale i pod wpływem uderzeń łatwo ulegają obruszeniu. Przyczem w czasie poruszeń tych kamyków pod obciążeniem grysik z powierzchni warstwy tłuczniowej przenika pod nie, gromadzi się tu i tworzy warstewkę która unosi ku górze kamyki tłucznia i tem rozluźnia ten szereg. Zatem ruch konnych pojazdów wywołuje te same skutki, na które była zwracana uwaga przy omawianiu wałowania drugiej porcji grysiku, Praktyka wykazuje, że już po przejściu jednej furmanki grysik z powierzchni warstwy tłuczniowej znika i tworzą się podłużne gólizny. Zaś po przejściu 30-tu ciężkich furmanek z ładunkiem grysik prawie całkowicie znikł z powierzchni warstwy tłuczniowej. Na powierzchni pozostały tylko grubsze kamyki grysiku oraz kamyki tłucznia luźno tkwiące w zebranej pod nimi warstwie z drobniejszego grysiku. Przyczem im grubszą jest warstwa grysiku na nawierzchni tem później występują te zjawiska.

Z chwilą gdy grysik zacznie znikać z powierzchni warstwy, celu pielęgnowania już osiągnąć nie będzie można.

Oddziaływanie kopyt końskich i kół toczących się pojazdów konnych wymaga więc od warstwy ochronnej na nawierzchni większej stateczności i lepszego zabezpieczenia przed zruszeniem kamyków tłucznia w górnym szeregu warstwy tłuczniowej. Warstwa ochronna będzie wówczas stateczną jeśli pomimo od-

bywającego się ruchu wykaże nieruchliwość wytworzonej powłoki bez tendencji zsuwania się ku brzegom nawierzchni i odsłaniania miejsc po których ruch się właśnie odbywa oraz zachowa stale jednakową grubość. Z powyższego wykika, że im drobniejszy będzie materiał, im mniejszą masę będą posiadały jego ziarna, tem większą stateczność będzie miała warstwa jego na nawierzchni, Nadto w drobnym sypkim materiale nawet kamyki duże i ciężkie nabierają również własności jakby bezwładu i nieruchliwości.

Takim materiałem jest drobny żwirek lub grubszy piasek.

Wypełnia on wolne przestrzenie w warstwie grysiku oraz pozostałe w szparach między kamykami tłucznią w górnym szeregu, nadaje tkwiącym w nim wszystkim kamykom stateczność i nieruchliwość i stale utrzymuje jednakową grubość warstwy ochronnej. Ukośne uderzenia kopyt nie odrzucają go daleko wskutek małej masy jego ziarn i po uniesieniu nogi przez konia zsypuje się on na dawne swe miejsce. Również wyciśnięty przez koło zsypuje się z powrotem w wytworzony rowek. Oraz wydatnie zmniejsza wszelkie uderzenia w nawierzchnię. Takie własności warstwy ochronnej skutecznie zabezpieczają od zruszenia górnego szeregu kamyków tłucznią i dlatego dają możliwość osiągnąć cel pielęgnowania: wówczas ruch konnych pojazdów ciężarem swych kół spokojnie uszczelnia i ubija zapelnienia szpar w górnym szeregu kamyków tłucznią, usztywniając tem ten szereg bez obawy zruszenia jego kamyków co pozwala zatem otrzymać warstwę tłuczniową o jednolitych na całej jej grubości własnościach.

W praktyce zupełnie dodatni rezultat był osiągniany przy stosowaniu warstwy ochronnej składającej się z całej ilości trzeciego grysiku oraz z czystego kwarcowego piasku o ziarnach $\varnothing 0,5-1$ m/m, którego ilość obliczano w ten sposób aby łączna grubość warstwy była około $1\frac{1}{2}$ cm. Zatem ilość rozsypywanego piasku wynosiła około 60 m^3 na 1 km.

Piasek czy żwirek nie przenikają w warstwę tłuczniową głębiej niż do pierwszego szeregu jej kamyków, gdzie wypełniają tylko drobne wolne przestrzenie pozostałe wskutek tego, że zapelnienie szpar między temi kamykami grysikiem i miałem nie zostały jeszcze ubite szczelnie. Udział piasku czy żwirku w zapelnieniu tych szpar po należytem wykonaniu drugiego

grysikowania i dokładnem rozmieszczeniu trzeciego gryśiku jest na ogół bardzo mały i dlatego ujemnego wpływu na spoiłość i trwałość warstwy tłuczniowej nie wywiera.

Jednakże piasek czy żwirek muszą być wolne od ziemi, gliny i innych zanieczyszczeń mogących stanowić pod wpływem wody i mrozu przyczynę niszczenia nawierzchni.

Drobny piasek nie powinien być używany na warstwę ochronną a głównie ze względów ekonomicznych, bo

1) w czasie ruchu pojazdów unosi się we wielkiej ilości w powietrze w postaci kurzu, który jazdę czyni przykrą i wpływa ujemnie na mechanizm i konstrukcję pojazdów,

2) jest zwiewany przez wiatr co wywołuje konieczność odnawiania warstwy ochronnej i zwiększa kosztą wykonania nawierzchni.

Grubszy żwirek również nie powinien być stosowany gdyż warstwa ochronna z tego materiału posiada wszystkie omówione wyżej wady warstwy ochronnej z gryśiku.

Należy zanaczyć że stosowanie na warstwę ochronną piasku lub żwirku a nie gryśiku, znacznie zmniejsza kosztą wykonania nawierzchni, gdyż koszt loco droga 1 m³ piasku lub żwirku, które można zwykle znaleźć w okolicy miejsca budowy, wynosi dużo mniej od kosztu 1 m³ gryśiku sprowadzanego z kamieniołomów

Jeśli piasek został rozsypany na nawierzchni nie przed, a w jakiś czas po otwarciu jej dla ruchu, wobec psucia się nowej nawierzchni, t. j. kiedy gryśik zaczął już przenikać pod górny obruszany szereg kamyków tłuczni, to piasek wypełni wszystkie wolne przestrzenie w tym obruszonym szeregu i do pewnego stopnia również usztywni go. Jednakże piasek wypełniając bez udziału gryśiku szpary między ruchomo w miale gryśiku tkwiącemi kamykami tłuczni nie zdoła w zupełności unieruchomić te kamyki i dlatego warstwa tłuczniowa nie będzie już jednolitą, sztywną i trwałą i

1) wskutek ruchów tych kamyków pod obciążeniem koła każdego z nich zjawia się wążka włoskowata szparka,

2) w czasie upałów i suszy kiedy spoiłość piasku się zmniejsza nawierzchniã zaczyna się „sypać” t. j. kamyki tłuczni górnego szeregu nie usztywnione robią wrażenie jakby świeżo nasypanych i dlatego zachodzi konieczność przysypywania na-

wierzchni warstwą piasku dla ochrony jej od wysokiej temperatury powietrza oraz w celu dopełnienia zapełnień szpar między kamykami tłucznia, co zwiększa tem samem koszta utrzymania nawierzchni,

3) przy czyszczeniu nawierzchni szczotkami przed rozlaniem smoły górny szereg kamyków tłucznia zrusza się całkowicie. Wskutek wsiąkania smoły w ten szereg, ilość potrzebnej smoły przy smołowaniu powierzchniowem jest znacznie większa niż przewidują normy praktyczne, ilość smoły i grysiku w tym wypadku jest bliską do tej jaką stosujemy przy smołowaniu półwłóknem.

INŻ. WACŁAW MACIEJEWICZ.

BUDOWA JEZDNI KLINKIEROWEJ SPOSOBEM AMERYKAŃSKIM NA DRODZE PAŃSTWOWEJ Nr. 9 POD LUBLINEM.

Klinkier drogowy pod wieloma względami jest materiałem bezkonkurencyjnym wśród nowoczesnych materiałów brukarskich, wobec czego staje się w rozwoju naszej sieci dróg kołowych przedmiotem pierwszej potrzeby. Nic więc dziwnego, że po zdobyciu sobie wszechświatowego uznania budzi on u nas coraz większe zainteresowanie wśród inżynierów drogowych i przemysłowców ceramicznych.

Dowodem tego może służyć uruchomienie w tym roku, pomimo niesprzyjającej konjunktury gospodarczej trzech nowych klinkierni prywatnych poza czterema pracującymi państwowymi (poza tem jedna sejmikowa w Lublinie), — a w konsekwencji rozwój budowy nawierzchni klinkierowych na drogach państwowych, samorządowych, oraz jezdni miejskich (Lublin, Warszawa, Gdynia i t. d.).

Jakie by nie były zalety klinkieru jako materiału do budowy nowoczesnych nawierzchni drogowych, to materiał ten nie będzie dostatecznie wyzyskany, o ile technika samego układania nie będzie postawiona na odpowiedniej wysokości.

Nawierzchnia wykonana bardzo starannie ze słabszego gatunku klinkieru będzie trwała dłużej niż klinkier wysokiej wytrzymałości ułożony niedbale.

Ameryka w ciągu przeszło pięćdziesięciu lat użytkowania klinkieru doszła do najlepszych rezultatów i sposoby budowy dróg klinkierowych w krajach europejskich — Francji, Holandji i Niemczech są wzorowane na sposobie i doświadczeniu amerykańskim.

Z inicjatywy Zarządu Klinkierni Państwowych w Izbicy amerykański sposób układania jezdni klinkierowych (w odróżnienie od praktykowanego dawniej brukowania) został zastosowany poraz pierwszy u nas w czerwcu 1931 r. na drodze państwowej Nr. 9 pod Lublinem.

Całokształt tych robót został wykonany według następującej kolejności:

1. wykonanie podłoża,
2. układanie warstwy wyrównawczej,
3. układanie klinkieru i wałowanie,
4. zalanie spoin asfaltem.

Opis tych robót zilustrowany fotografiami poszczególnych fragmentów poniżej przytaczam.

Wykonanie podłoża.

Jako podłoże pod jezdnię klinkierową użyto istniejącą szabrowkę po dokonaniu gruntownej renowacji. Zrobione pomiary kory wykazały jej grubość od 8 do 12 cm.

Renowacja została dokonana drogą zdrapania starej szabrowki mechanicznym oskardnikiem i ponownego uwałowania ciężkim wałem szosowym pod szablon z dodaniem około 30 m³ szabru na 1 km. przy 5 mtr. szerokości. Przy nacinaniu ręcznie oskardami ilość dodanego szabru musiała by być conajmniej 80—100 m³. Po uwałowaniu profil poprzeczny sprawdzono szablonem. Dla uniknięcia podłużnego falowania profil podłużny sprawdzono latą o długości 4,5 mtr. Na należyte wykonanie podłoża zwrócono specjalną uwagę, gdyż wszelkie jego niedokładności z fotograficzną ścisłością mogą się odbić w przyszłości na gładkości jezdni.

Profil poprzeczny dla bezpieczeństwa ruchu samochodowego i wobec gładkości jezdni dano o spadku 2¹/₂%.

Układanie warstwy wyrównawczej.

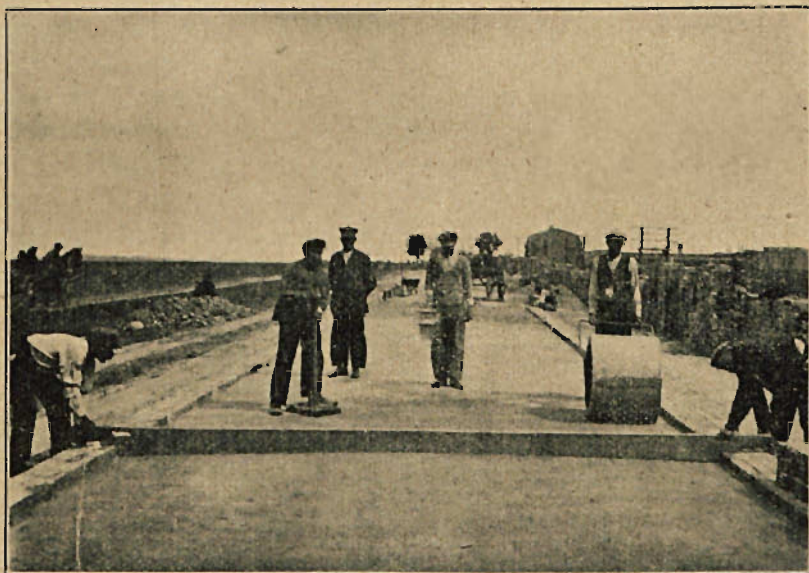
Po przygotowaniu podłoża następną czynnością było ułożenie t. zw. warstwy wyrównawczej piasku. Zadaniem warstwy wyrównawczej nie jest bynajmniej wyrównanie niedokładności podłoża lecz następujące:

1. przyjmowanie drgań i uderzeń, otrzymanych przez nawierzchnię, przez co ochrania się podłoże i zwiększa się elastyczność jezdni;
2. możliwość wyrównania niejednakowej wysokości ułożonego klinkieru przez wgłębienie go w warstwie w czasie wałowania;
3. odprowadzenie wody, przedostającej się przez spoiny bruku.

Przed przystąpieniem do ułożenia warstwy wyrównawczej należało ułożyć obramowanie z klinkieru czyli t. zw. „rolkę”. Poza przeznaczeniem rolki konstrukcyjnym jako obramowanie jezdni jest to konieczne, gdyż na rolce opiera się swemi końcami i przesuwa szablon, pod którym układa się piasek. Rolka ułożona została z 4-ch podłużnych rzędów klinkieru na kant na ubitej warstwie piasku nie mniejszej od 2 cm. grubości. Układanie odbywało się pod sznur, naciągnięty od wewnętrznej krawędzi rolki dla uzyskania prostej linii przy zespoleniu rolki z resztą jezdni. Krawędź zewnętrzna ze względu na pewną różnicę w grubości klinkieru wychodzi nieco wichrowatą.

Jest to jednak prawie niewidoczne, gdyż linja zewnętrzna rolki zlewa się z poboczem. Pozatem rolka została umocowana przez podsypanie i ubicie od strony pobocza pasa szabru o szerokości 30 cm. i skarpce 1 : 1. Grubość podszabrowania składa się z wysokości klinkieru w rolce, grubości podsypki pod nią plus parę centymetrów ponad rolką dla uniknięcia jej wyjścia ponad poziom pobocza. Ilość użytego na tel cel szabru wynosiła około 120 m³ na 1 km. Jako materiał na szaber służył gruz klinkierowy. Grubość warstwy wyrównawczej wahała się od 3-ch do 6 cm. wskutek niedokładności w wykonaniu podłoża. Zasadniczo grubość warstwy wyrównawczej winna być nie mniejsza od 4 cm., gdyż przy mniejszej grubości jak się okazało przy wałowaniu powierzchnia klinkieru dokładnie się nie wyrównuje, a przy dalszem wałowaniu klinkier pęka. Piasek używano miejscowy drobnoziarnisty z domieszką gliny około 4%.

Obecność gliny w niewielkiej ilości nie szkodzi lecz przyczynia się do zwiększenia zdolności cementacyjnej piasku. Po rozsypaniu pod szablon piasek wałowano ręcznymi wałkami i ubijano klepakami do takiego stopnia twardości, aby przy wchodzeniu nań nie pozostawało śladów od obuwia. W czasie wałowania piasek obficie skrapiano wodą, aż do całkowitego nasycenia całej warstwy.



Rys. 1. Układanie warstwy wyrównawczej i obramowania („rolki”).

Do wałowania służyły wałki, wykonane z betonu z żelaznym okuciem i następujących wymiarach:

średnica	70 cm.
szerokość	60 „
grubość ścianek	7 „
Obciążenie na 1 cm. b. szerokości	2,2 kg.

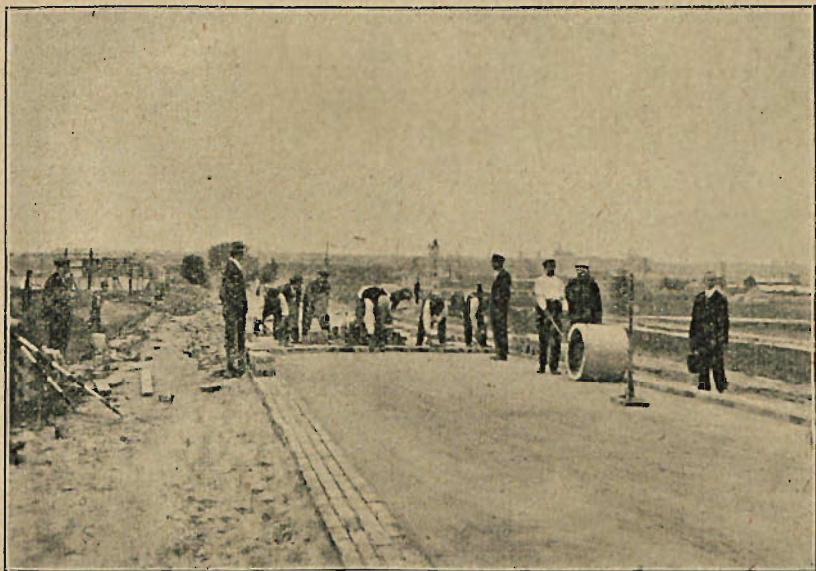
Używanie wałków mniejszej średnicy, lub większego obciążenia powoduje wyciskanie warstwy piasku z pod wałka względnie falowanie. Wałkiem podanych wymiarów bez wysiłku opanjuje jeden robotnik. Po doprowadzeniu warstwy do dostatecznej twardości sprawdzono jeszcze raz profil szablonem i wszelkie niedokładności usunięto drogą zeszkobania zbywają-

cego piasku względnie dosypania brakującego. Wszelkie podsypki starannie uklepано. Po wykończeniu podłoża przystąpiono do następnej czynności układania klinkieru.

Układanie klinkieru i wałowanie.

Do budowy nawierzchni użyto klinkier drogowy, produkowany sposobem suchego prasowania w Klinkiarni Państwowej w Izbicy o wymiarach $220 \times 100 \times 80$ mm i minimalnej wytrzymałości na ściskanie 800 kg/cm^2 . Ze względu na to, że jezdnię budowano na trwałym podłożu z zalewaniem spoin asfaltem zdecydowano tytułem próby ułożyć klinkier na płask, dzięki czemu osiągnięto oszczędność w ilości klinkieru 10 szt. na 1 m^2 . Przy układaniu na kant idzie 50 szt. klinkieru — na płask 40 sztuk.

Klinkier układano w jedlinkę poprzeczną, jako najlepiej zachowującą profil jezdni. Rozkład obciążenia jest w tym wy-



Rys. 2. Układanie klinkieru.

padku również najdogodniejszy. Układanie klinkieru odbywało się w sposób następujący. Układacz stojąc na już wykonanym bruku, układa klinkier na warstwie wyrównawczej ściśle jeden po drugim, tak aby spoiny były minimalnej grubości. oraz były

przykryte. Przytem zwrócono uwagę na to, aby podłoże nie było uszkodzone przez kanty klinkieru przy układaniu, oraz aby przy dociskaniu każdej sztuki do sąsiednich do spoin nie zacierał się piasek. Robotnicy, donoszący klinkier muszą go układać na gotowym bruku tuż za układaczem „podręcznie”. Spoiny normalnie winny być nie większe od 3 do 5 m/m. Praktycznie grubość spoin dochodziła do 8 m/m. Tłumaczy się to tem, że przy układaniu klinkieru w jedlinkę poprzeczną kierunek osi podłużnej klinkieru musi być pod kątem 45° do osi drogi, a zatem kierunek linii, przechodzącej przez krawędzie klinkieru, będzie pionowy do osi drogi. Układane przez nieuwagę wychodzą z tej pionowości i chcąc zło naprawić naciągają kierunek na spoinach, przez co są one szersze niż to jest niezbędne ze względu na tolerancję w wymiarach klinkieru. Dla uniknięcia tego zjawiska trzeba co parę metrów dla sprawdzenia rozciągać sznur pionowo do kierunku osi podłużnej drogi.

Można również posługiwać się dużym drewnianym kątownikiem. Przy rolce klinkier docinał się przez specjalnie postawionych do tego ludzi. Zwracano przy tem uwagę na unikanie psucia całych sztuk na docinanie; należy wykorzystywać pęknięte i półówki, a małe otwory i szpary starannie klinować odpadkami.

Wszystkie, opisane poprzednio roboty, a więc formowanie warstwy wyrównawczej, układanie rolki z umocowaniem jej szabrem, układanie klinkieru i docinanie były prowadzone systemem akordowym przez 2 partje robocze o składzie każda: 5 układaczy i 8 robotników pomocy.

Podział czynności pomiędzy nimi był następujący:

Układacze:

układanie rolki	1
„ jezdni i docinanie	4
razem	<u>5</u>

Pomoc:

przy układaniu rolki	1
formowanie warstwy wyrównawczej	3
donoszenie klinkieru	3
wymiana uszkodzonego klinkieru po uwałowaniu	1
razem	<u>8</u>

Ogółem osób 13

Partja była opłacana od ilości m² wykonanej jezdni. Opłata wynosiła zł. 0,70 za 1 m². Praktycznie wyglądało to w ten sposób, że układacze opłacali od siebie pomoc, dzieląc się resztą zarobku pomiędzy sobą.

Wydajność partji wynosiła ok 50 m. b. drogi za 10 godzinny dzień pracy, czyli jeden układacz na godzinę wykonał.

$$\text{m}^2 \frac{50 \times 5}{5 \times 10} = 5$$

Przy tej wydajności zarobek układacza dziennie po odliczeniu zapłaty pomocy po 5 zł. dziennie oraz 12% na świadczenia wynosił: zł. $\frac{(50 \times 5 \times 0.7) 0,88 - 8 \times 5.00}{5} = 24.80$ bardzo wysoki jak na obecne stosunki.

Nie bacząc na to układacze (rekrutowani początkowo z pośród brukarzy) nie chcieli przystąpić do robót, uważając proponowaną cenę 70 gr. za 1 m² za małą.

Tłumaczy się to zupełnym brakiem orientacji, co do istoty układania jezdni z klinkieru, gdyż mylnie identyfikowali oni układanie z brukowaniem. Obecnie do podobnych robót w pow. krasnostawskim używa się zwyczajnych robotników przy cenie 50 gr. za 1 m². Po dojściu do wprawy wydajność podniosła się do 6 m² na układacza 1 godzinę.

Po ułożeniu klinkieru i podsypianiu poboczy przystąpiono do wałowania jezdni.

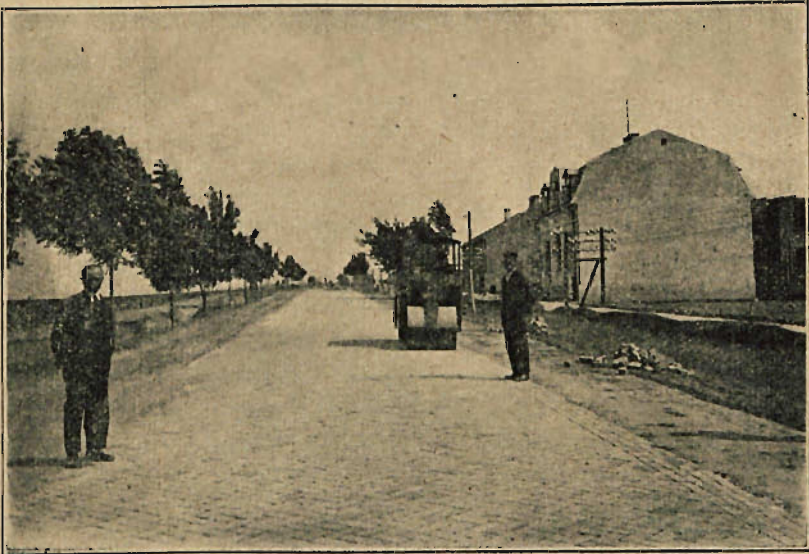
Po ułożeniu powierzchnia jezdni jest nierówna, dzięki kilkumilimetrowej tolerancji w wysokości klinkieru.

Celem wałowania jest dokonanie równomiernego osiadanania jezdni pod obciążeniem walca, oraz całkowite wyrównanie powierzchni jezdni, drogą odpowiedniego osadzenia w piaskowym podłożu poszczególnych cegieł klinkieru.

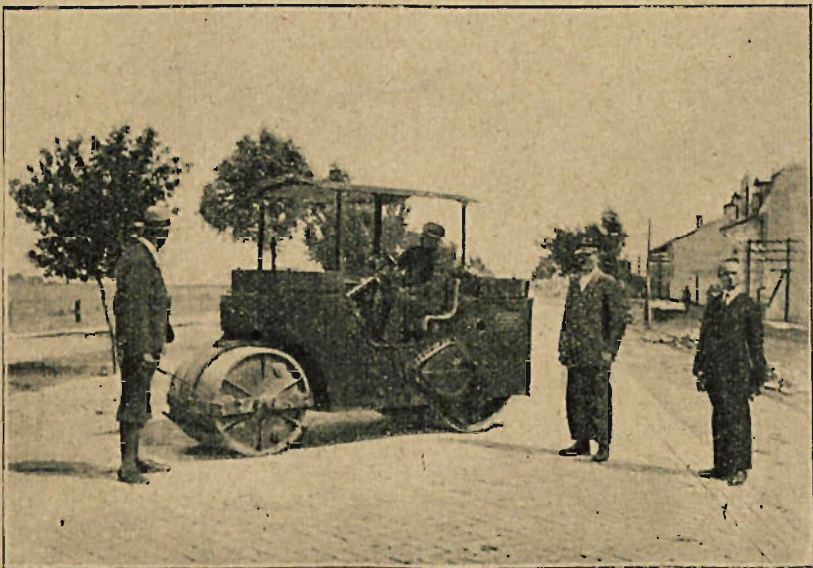
O ile warstwa wyrównawcza piasku została dobrze wykonana, a klinkier dostatecznie wciśnięty przez wał, klawiszowania nie będzie.

Do wałowania używano walca systemu „tandem” firmy „Smoschewer” w Katowicach o wadze 4 tonny, zaopatrzonego w motor benzynowy o sile 12 KM. f. „Austro-Daimler”. Wał w pracy okazał się zupełnie odpowiedni i ekonomiczny.

Przed wałowaniem jezdni musiała być starannie oczyszczona z pozostałych kawałków klinkieru lub szabru. Wało-



Rys. 3. Wałowanie klinkieru wzdłuż drogi.



Rys. 4. Wałowanie klinkieru pod kątem 45° do osi drogi.

wanie rozpoczynało się od poboczy, następnie podszabrowanie, rolka i jezdnia.

Początkowo równolegle od poboczy do środka, następnie pod kątem 45° w obydwu kierunkach. Ilość przejść wału do całkowitego wyrównania jezdni oraz dostatecznego osadzenia klinkieru w warstwie wyrównawczej 6 do 8 razy.

Zaobserwowano przytem pewną ilość pękniętego klinkieru, około 2% — 3,5%. Zbadanie tego zjawiska wykazało obecność pęknięć przeważnie w tych miejscach, gdzie grubość warstwy wyrównawczej piasku była mniejszą od 3 cm., lub pod klinkierem w piasku trafiały się kamyki lub nierówności podłoża. Przy układaniu klinkieru na płask należy zwracać szczególną uwagę na unikanie podobnych niedokładności.

Wałowanie odbywało się w ilości ok. 100 m. b. drogi dziennie.

Koszt wałowania:

10 lt. benzyny à zł.	1.12	11.20
1,5 kg. smarów „ „	3.20	4.80
1 kg. towottu „ „	1.00	1.00
mechanik 8 zł. dziennie		8.00
chłopak do zamiętania jezdni przed wałem,			4.00
oprocentowanie i amortyzacja wału 10%:			
<u>20000 . 0.10</u>			<u>20.00</u>
100			
razem około zł.			<u>49.00</u>
na 1 m ² jezdni			

$$\text{gr. } \frac{4900}{5 \times 100} = 9,8$$

Koszt wałowania można by było obniżyć conajmniej o połowę, zwiększając o 100% długość wałowanych dziennie odcinków. Zatrzymanie nieprodukcyjne wału było wywołane opóźnieniem w podsypywaniu poboczy.

Po zakończeniu wałowania sprawdzono profil poprzeczny szablonem, a podłużny lata 4,5 m. długości. Miejsca, gdzie klinkier osiadł ponad 6 m/m od szablonu naprawiono.

Pozatem zamieniono wszystkie sztuki pęknięte lub zgniecione w czasie wałowania.

Wyjmowanie uskuteczniiono przy pomocy specjalnych haczyków w ten sposób, aby nie poruszyć sąsiednie klinkiery.

Wskazane jest przy wymianie dobierać klinkier do wysokości sąsiednich i uciekać się do zeszkrobania lub podsypywania podłoża w wypadkach wyjątkowych. Klinkier zamienny ubija się przy pomocy ręcznego taranka.

Zalewanie spoin asfaltem.

W jakim stopniu podnosi wartość bruku zalanie spoin asfaltem jest naogół znane.

Jedyną ujemną stroną asfaltowania w naszym klimacie jest całkowita zależność robót od warunków atmosferycznych: pogoda bezwzględnie musi być sucha, gdyż przy wilgotnym stanie powierzchni klinkieru zczepienia z asfaltem nie nastąpi. Ponadto bruk musi być przed samym zalaniem starannie odkurzony przy pomocy szczotek lecz w ten sposób, aby spoiny nie były zanieczyszczone. Konieczność wykorzystania dni suchych stwarza pewne trudności organizacyjne, gdyż zmusza do trzymania w pogotowiu rezerw ludzkich, które w razie pomyślnych warunków atmosferycznych stawia się do asfaltowania.



Rys. 5. Początek zalewania spoin asfaltem.

Zalewanie spoin dokonywano przy pomocy naczyń blaszanych o pojemności 3 — 4 lt., zaopatrzonych w wydłużony dziób i izolowaną od gorąca sztywną rączkę do trzymania. Asfalt grzany w kotle o pojemności 1500 lt. do temperatury 180° C.; pozatem dwa mniejsze kociołki dostarczały materiał na dalsze odcinki drogi. Kotły zaopatrzone w termometry do stałego kontrolowania temperatury.

Przed użyciem do asfaltu dodawano piasek w ilości 30% objętości asfaltu. Drobny piasek bez domieszek organicznych, przesiany na sitach, był grzany w blaszanych naczyniach do 180° C, aby nie obniżyć przy dodaniu temperatury asfaltu.

Spoiny wypełniano do wierzchu tak, aby nie było zupełnie wgłębień, nie rozlewając jednak niepotrzebnie asfaltu po powierzchni jezdni. Zwykle przy pierwszym zapełnianiu poziom asfaltu w spoinach obniża się; wobec tego dolewano do wierzchu po raz drugi.

Zalewanie dokonano tytułem próby dwoma rodzajami asfaltu: zagranicznym „Binder 3” z firmy „Standard-Nobel” o penetracji 85—100 po 45 gr. za kg. i krajowym bezparafinowym z firmy „Vacuum-oil” o penetracji 60—70 po 18 gr. za kg.

Zalewania dokonywano 4 partjami o składzie:

zalewaczy z naczyniami	4
chłopak ze szczotką do zamiatania	1
chłopak donoszący asfalt	1
razem:	<u>6</u>

Wydajność zalewacza ok. 4 m. na 1 g.

Pracę wykonywano akordowo 20 gr. za 1 m.²; przyczem zalewacze sami opłacali chłopca donoszącego asfalt.

Koszt zalania 1 m² asfaltem krajowym:

3,5 kg. asfaltu à 0.18	0.63
robocizna zalania	0.20
zamiatacz $\frac{400}{4 \times 4 \times 8}$	0.04
obsługa przy kotłach $\frac{800}{4 \times 4 \times 8 \times 2}$	0.08
węgiel, drzewo i piasek	0.10
amortyzacja narzędzi	0.10
dozór i nieprzewidziane	0.05
razem zł.:	<u>1.20</u>

Koszt zalania 1 m² asfaltem zagranicznym:

3,5 kg. asfaltu à 0.45	1.57
reszta jak wyżej	0.63
	razem zł.: 2.20

Bezpośrednio po zalaniu odcinek pokryto warstwą ostrego piasku i oddano do użytku. O przydatności do tego rodzaju robót asfaltu produkcji krajowej lub zagranicznej będzie można mówić dopiero po przezimowaniu bruku, czyli na wiosnę 1932 roku.

Podaję poniżej obliczenie kosztu 1 m² jezdni wykonanej wyżej przytoczonymi sposobami.

Koszt 1 m² wykonanej jezdni.

L. p.	WYSZCZEGÓLNIENIE ROBÓT	Za 1 m ²	
		Mat.	Roboc.
1	Koszt klinkieru, produkowanego w klinkierni Państw. w Izbicy o wymiarach 220 × 100 × 80 m/m i wadze 1000 szt. ok. 4,5 tonn, przy użyciu na 1 m ² 40 sztuk.		
	a) cena loco wagon st. Izbica zł. 220 za 1000	8.80	—
	b) dostawa kolejowa od st. Izbica do st. Lublin za 1000 szt. zł. 18,00.	0.72	—
	c) koszty stacyjne zł. 2.00 za 1000 szt. . . .	0.08	—
	d) 5% niedoładunku na wagonach	0.04	
	e) koszty wyładunku z wagonu po zł. 0.60 za 1000 szt.	—	0.03
	f) dostawa końmi od boczniczy wyładunkowej do miejsca robót na średnią odległość 3 km. po 1 zł. za 1 tonn/km.	—	0.54
2	Wyrównawcza warstwa piasku średniej grubości 5 cm. przy cenie piasku loco miejsce budowy zł. 3.50 za 1 m ³	0.18	—
3	Ułożenie warstwy wyrównawczej piasku z uwalowaniem ręcznym wałkiem przy obfitem zlewaniu wodą, z ubiciem klepakami pod szablon i spraw-		

L. p.	WYSZCZEGÓLNIENIE ROBÓT	Za 1 m ²	
		Mat.	Roboc.
	dzeniem profilu szablonem; ułożenie pod sznur i poziomnicę obramowania jezdni z czterech rzędów klinkieru, ułożonego na kant wzdłuż jezdni z podbiciem piaskiem; ułożenie bruku z klinkieru na płask w jedlinkę poprzeczną z wymianą uszkodzonych klinkierów przy wałowaniu i przełożeniu miejsc wklęsłych po wałowaniu	—	0.70
4	Uwałowanie jezdni klinkierowej wałkiem mechanicznym o wadze 3—4 tonn.	0.07	0.03
5	Zalanie spoin uwałowanej jezdni krajowym asfaltem		
	a) koszt asfaltu loco budowa przy użyciu kg. 3,5 na 1 m ² po zł 0.18	0.63	—
	b) drzewo, węgiel, piasek i t. p.	0.30	—
	c) koszt robocizny przy grzaniu i zalewaniu	—	0.32
6	Umocowanie obramowania jezdni odsypką z tłucznia z ubiciem ręcznym, a następnie uwałowaniem wałkiem mechanicznym 3—4 tonn.		
	a) koszt tłucznia usypanego za obramowaniem z gruzu klinkierowego w ilości 120 m ³ na 1 kg. drogi przy cenie 30.00 zł. za 1 m ³ tłucznia loco miejsce robót	0.72	—
	b) koszt dodatkowej robocizny przy wykonaniu umocowania obramowania	—	0.04
7	Robocizna przy pogłębieniu rowów i podsypaniu poboczy po cenie zł. 0.35 za 1 m.	—	0.14
8	Renowacja podłoża		
	a) dodanie 30 m ³ szabru na 1 km. po cenie zł. 30.00	0.18	—
	b) robocizna przy zdrapaniu starej szabrowki, rozsypaniu szabru i uwałowanie walcem parowym pod szablon	0.06	0.10
9	Nieprzewidziane 4% od wymienionych pozycji	0.47	0.08
	Razem zł:	12.25	1.98
	Ogółem koszt 1 m ² jezdni z podłożem zł: 14.23		

INŻ. FRANCISZEK BUJALSKI

WARUNKI BUDOWY DRÓG W PERU

Znam Peru środkowe i północne. Budowaliśmy trzy drogi położone w dwóch najtrudniejszych terenach w górach Andach i w wiecznych lasach, wschodnich odnogach And, idąc setki kilometrów w głąb kraju.

Kraj się dzieli na "la Costa" — pas nadbrzeżny nad Pacyfikiem aż do gór, niski i względnie równy; „la Sierra” — pas gór And, bardzo stromych, tworzących wąskie wąwozy, porośniętych trawą i mchem, aż do wiecznych śniegów, zona zwana „puna”, tworząca fałdy gór łagodniejsze; trzeci pas „la



Rys. 1. „Puna” i wioska induska górską na wysokości 3700 metrów
Odcinek budowany w Pumamanta.

Montana”, są to wschodnie zbocza And, narazie bardzo strome i lesiste, z wąwozami mocno wgłębionymi i dopiero na setkach kilometrów łagodniejące. Początek montanji, tu nazywają „ceja de la Montana”—takiemi właściwie są Chanchamayo i Oxapampa.

Droga „The Oxapampa Road Company” jest to droga automobilowa z San Luis de Shruaro do Oxapampa narazie, i w przyszłości do połączenia rzek Palcazu i Chuchuras, ogólnej długości około 190 km. Ponieważ warunki pracy w zależności

od trzech rodzajów terenów są bardzo różne, powiemy tu słów kilka o drodze z San Luis de Shuaro do Oxapampy.

Peru nie posiada mapy warstwicowej państwa, co utrudnia jakiegokolwiek orjentowanie się w tych zawiłych terenach górskich, pokrytych odwiecznymi lasami. Żeby się orjętować na



Rys. 2. Montana.

poszczególnych odcinkach inżynier wyszukuje góry mniej więcej dostępne rozcyszcza wierzchołki i wynajduje punkty przez które bezwzględnie ma przejść droga.

Mierzymy przybliżenie zapomocą barometru, poziomy punktu wyjścia i ustalonych punktów przez które mamy przejść i mając zadane wzniesienia maksymalnie obliczamy odległość teoretyczną pomiędzy temi dwoma punktami.

Drugą, czynnością jest wytrasowanie odcinka pomiędzy dwoma punktami obowiązującymi, co przy terenach zarośniętych, złożonych z głębokich wąwozów, powymywanych i poprzecinanych rzeczólkami, jest bardzo trudnem szczególnie ze względu na zaprojektowanie w terenie łuków. Właściwie, cała droga w przeciwieństwie do dróg na terenach otwartych, jest złożona z łuków, połączonych małemi prostemi. Druga ta czynność

polega na przejściu odcinka z niwelatorem ręcznym. Robiący studja chodzi całymi dniami po lasach wybierając wąwozy i kierunki i wytycza trasę prowizoryczną, idąc dozwolonemi wzniesieniami lub spadkami. Przy dobrej wprawie, biorąc pod uwagę trudność terenów i wieczne lasy, dokładność praktyczna klinometru nie przekracza jednak 0,5%, zaś postęp pracy przy 6 robotnikach wynosi około $\frac{1}{2}$ km dziennie studjów. Lasy prawdziwie dziewicze są mniej podszyte, a więc dla pracy znośniejsze, niż te, które były kiedykolwiek rąbane. Naogół trasujący łączy swe dwa punkty obowiązkowe' idąc po lasach poomacku, wracając, zmieniając i przeinaczając.

Nareszcie, trzecią czynnością, jest przejście z teodolitem, odcinka wytyczonego, z pomocą klinometra, a więc poszerzenie „trocha”, dokładne mierzenie odległości, palikowanie, tyczenie krzywych i niwelacja podłużna i poprzeczna dla wykreślenia planu warstwicznego. Zdjęcia tacheometryczne zabierają dużo czasu w tutejszych terenach, na zboczach pochyłonych często pod 55° , przy wiecznym upale, ogromnej ilości komarów i wszelkich owadów, a często i zmija gdzieś z pod nóg się wyslizgnie lub na głowę z gałęzi spadnie. Postęp pracy przy 6 robotnikach i pomocniku nie przekracza średnio 300 metrów dziennie, podczas suchej pogody, gdy deszcze zbytnio nie przeszkadzają.

Chanhamaye jest to dolina rzeczek tejże nazwy i Pauquertambe. Są to „haciendas” kawy przeważnie, a następnie trzciny cukrowej. Ludzi roboczych nie posiada. Każdy, kto posiada większy lub mniejszy szmat gór robotnika sprowadza z „sierra”. Kontraktuje się ludzi na pewien okres czasu, a raczej kupuje się, (wbrew prawu) na zasadach obyczaju, który jednak jest nieoficjalnie popierany przez czynniki rządowe. Robotnik bez kontraktu dobrowolnie nie idzie z gór do „Montana”, ponieważ miejscowości te są niezdrowe i malaryczne. Robotnik w Chanhamaye wytrzymuje 7 — 10 dni, następnie prawie każdy choruje na malarję. Moskity są obroną przed komarem „sancudo”, lecz nie bardzo skuteczną, z drugiej zaś strony, powietrze wiecznie wilgotne, przepełnione milionami mikrobów powoduje to, że każda osoba już po 2—3 tygodniach żółknie. Zbyt wielki ubytek ciałek czerwonych krwi wycięcza organizm ludzki i robi go niezdatnym do walki. Tem się tłumaczy wymarcie kolonji niemieckiej Pozozu, włoskiej na Alto

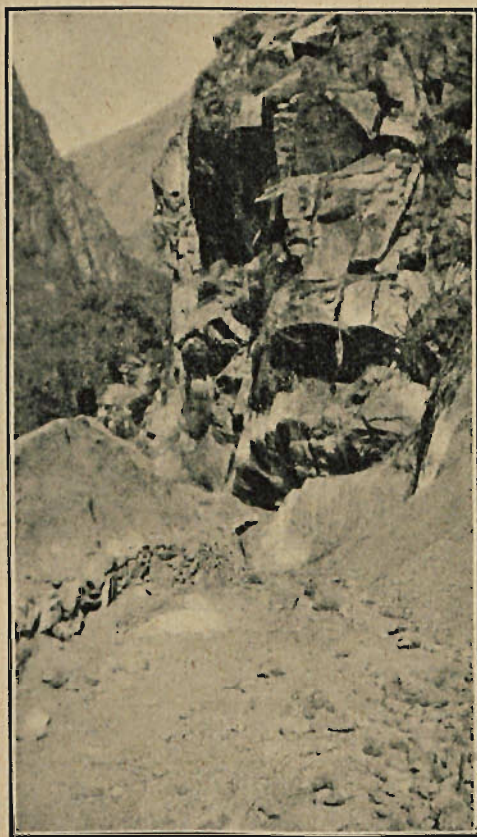
Ucayali, słabe prosperowanie obecnej montanji Satipo, jak również prawie pewne wymarcie projektowanej kolonji polskiej nad Urubamba, czego już mamy smutne początki. Koszt robotnika dniówkowego w Chanchamaye w tych warunkach, przy robotach ziemnych, jest zbyt wygórowany i wynosi do 3.50 soles (13 zł.), wtedy, gdy w górach robotnik pracuje za 0,80 — 1,00 sola dziennie. Wydaje się że przy takich wygórowanych cenach na robociznę, byłoby racjonalniej pracować maszynami.

Próby praktyczne zastosowania maszyn dały wynik ujemny, a to ze względu na wielką pochyłość terenów, dużą ilość wód podskórnych i często spotykanych gładów w głębi terenu, narażających excavator na łamanie się, zaś z drugiej strony jest bardzo trudnym utrzymanie go na świeżo zruszonej ziemi, z tego powodu więc ziemię kopie się zwykłymi łopatami. Grunty w montanjach to ciężka warstwa czarnej ziemi, glina kolorowa, konglomeraty, i skały od b. twardych do zwietrzałych. Bodaj najgorsze do pracy są konglomeraty; są to kamienie o wielkości 2 — 10 cm. w średnicy spojone zaprawą piaskowo-gliniastą. Ukopać takiego gruntu nie sposób. Rozbija się go kilofem. Szybciej postępuje robota przy użyciu prochu czarnego: średni efekt jest 4 — 6 mtr.³ przy założeniu ładunku z 25 funtów prochu, lecz to sposób zbyt kosztowny, dynamit zaś w takich pokładach nie daje żadnego efektu. Skały rozsadzamy dynamitem, stosując dwa sposoby robienia otworów maszynowy i ręczny. Znowóz w tych terenach „perforadora” okazała się nie praktyczną. Aby ustawić taką „perforatorę” trzeba mieć w tyle drogę zrobioną dla przejścia silnika. Kable wystarczają do 30 mtr. długości i po założeniu ładunków, trzeba całą instalację usuwać. Dwóch ludzi ręcznie przebijają około 1 stopy na godzinę w średnich skałach, perforadora robi 3 — 4 stopy na godzinę, jednak jeśli wziąć pod uwagę ustawianie, przesuwanie i psucie się, wypada taniej robienie ręczne — akordowe. Z naszego doświadczenia możemy powiedzieć, że perforatory do robót drogowych nie nadają się nawet i w „sierra” i dość ciężko pracują w kopalniach.

Proch ma własności rozrzucania materiału, zaś dynamit rozluźnia go. Proch daje lepsze skutki w ziemiach półtwardych, zaś dynamit w skałach najtwardszych. Te własności wykorzystujemy przy dużych cięciach w skałach, mieszając proch z dy-

namitem; dynamit rwie, a proch rozrzuca. Normalne „taladro” (otwór do załadowania) dochodzi do $1\frac{1}{2}$ mtr. max. dalsze bicie jest utrudnione ze względu na długość „barreno”, a również i dlatego, że pręty stali znajdujące się w sprzedaży mają długość, 1.8 metra.

Ciekawy sposób wysadzania skał przy dużych cięciach, są „brocas”. Średnica stali używana do tych robót $1\frac{1}{2}$ ”. Otwór



Rys. 3. Praca w skale za pomocą „brocas”.

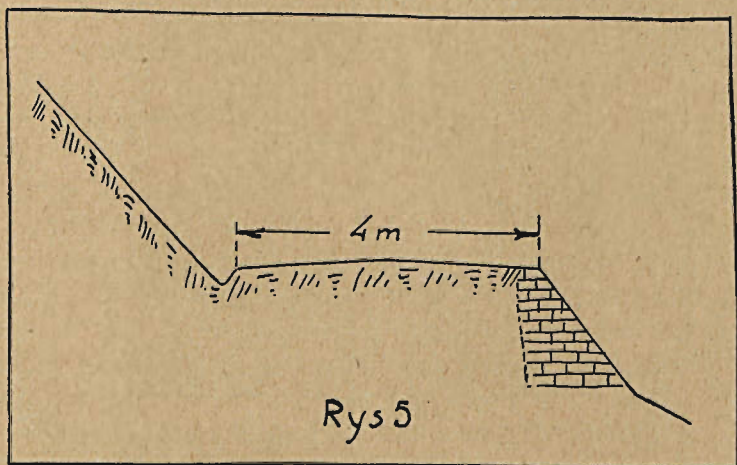
bije się zawsze pionowo, z góry, narazie normalnie młotem, zaś od $1\frac{1}{2}$ mtr. idzie „broca” 3 — 4 metry; tu już nie używa się młota. Czterech ludzi podnoszą i opuszczają pręt i ten swym ciężarem dłubie dziurę. Od czasu do czasu, wlewa się do otworu wody i również wyczyszcza się otwór z miału. Zmie-

niając pręty na dłuższe, można dojść do 10 metrów głębokości; robota bardzo powolna; najwięcej czasu wymaga zrobienie „bolsa” (gniazdo na ładunek). Robi się małymi ładunkami dynamitu opuszczanymi luźno i zapalonymi przy otwartym lub słabo przykrytym otworze „broca”. Zwiększając ładunki i stopniowo oczyszczając, można gniazdo zrobić dość znacznej objętości. Kiedy gniazdo gotowe, ładujemy go. Zrobienie „broca” na 6 mtr. głębokości, przy 6 robotnikach wymaga około trzech dni pracy.



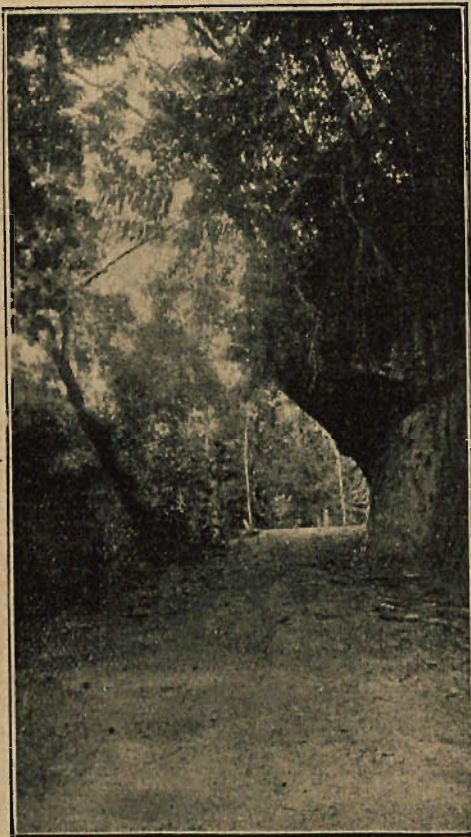
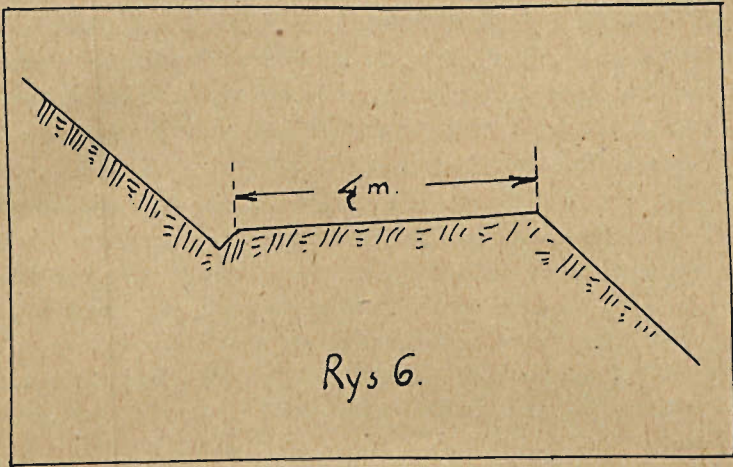
Rys 4.

Rzeczą pierwszej wagi dróg w „Montana, jest odwodnienie ich. Droga ma rowek od strony zbocza 20×30 cm. dla zbierania wód li tylko z drogi spływających, zaś całe zbocza, po-



Rys 5

wyżej cięcia jest poprzecinane rowkami w kształcie trójkątów, zbierających wodę z całej pochyłości góry i sprowadzających ją do przepustów (patrz rys. 4.). Robienie takich rowków w wiecznych lasach, przy drzewach dochodzących do 2 mtr.

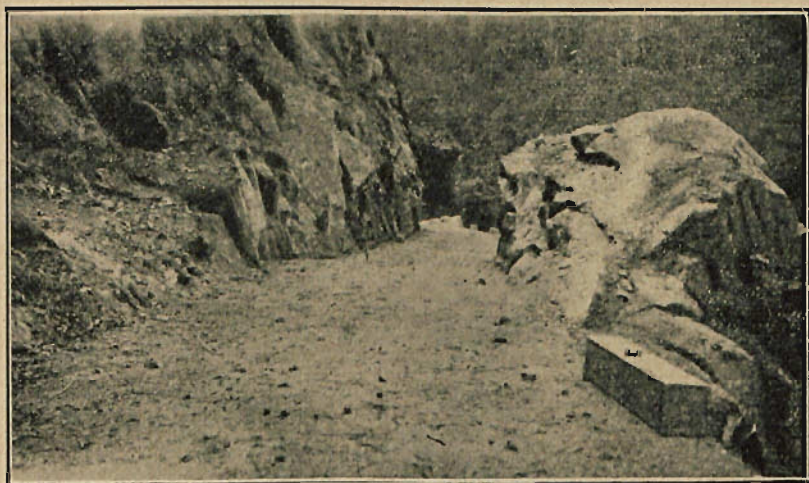


Rys. 7. Odcinek drogi w San Lesis de Shuaro.

w średnicy, jest rzeczą bardzo trudną i kosztowną. Woda deszczowa jest największym wrogiem dróg tutejszych, ponieważ deszcze tropikalne dają ogromne ilości wody, a wskutek wielkich pochyłości terenów, woda z wielką szybkością spływa wdół, porywając i niszcząc co się da po drodze.

Droga „The Oxapampa Road Company” ma normalny profil wskazany na rys. 5, jednak spadki poprzeczne zależne są w każdym wypadku od spadku podłużnego drogi i zawsze są 1% — 1,5% większe od podłużnego w celu lepszego odpływu wody na boki. Szerokość jezdni wynosi 4.00 mtr. Na łukach droga ma jednostronne pochylenie (rys. 6). Należy zaznaczyć, że Vias de Comunicacion niema ustalonych norm co do tych spadków i pochyień.

Wzmocnienie kantu drogi jest rzeczą konieczną w tutejszych warunkach wzmocnia się murkami z kamieni, ułożonych na sucho lub na zaprawie w wypadkach poważniejszych; za-

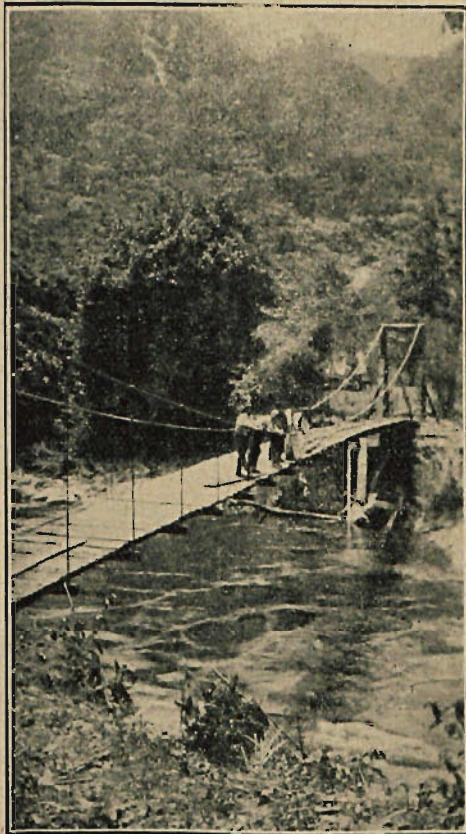


Rys. 8. „Balcon de Judas” Skała na 80 mtr. wysokości została ścięta, zaś dla wyprostowania dano mury oporowe.

bezpieczają one drogę od rozmywania przez wody deszczowe. W miejscach wązkich i na łukach zbyt ostrych, stosuje się wzniesienie murów lub wcięcie się z drogą w głąb, zastosowanie tego lub innego sposobu zależne jest od doświadczenia kierownika robót, gdyż wcinanie się naraża na niebezpieczeństwo

usuwania się całych gór, wskutek osłabienia podstawy, zaś murki często spelzają wdół.

Na „Balcon de Judas” mury oporowe posadowione na zaprawie cementowej (rys. 8). Wobec tego, że skała ta składa się z dużych brył w płaszczyznę pochyłą powierzchni skały zostały wbetonowane kawałki stali na całej powierzchni i na tak przygotowanym bloku został wyprowadzony 5 metrowej wysokości mur na zaprawie półcementowej.



Rys. 9. „Pucute Sogormo”. Most wiszący przez rz. Poucartambo l=67.00 mtr. dla przejazdu lekkich aut.

Ponieważ szerokość (4.00 mtr.) drogi nie jest wystarczającą dla mijania się 2 aut, przeto co 250 mtr. zostały zrobione mijanki.

Z mostów na tej drodze dotychczas zostały wykonane trzy i robota ich nie wychodzi poza normy zwyczajnej budowy. zaś na szczególną uwagę zasługuje określenie światła. Map nie istnieje dla Montana, wododziały są nieznanne, odszukanie ich



Rys. 10. Mostek żelbetowy l = 14.00 metrów przez rzekę Kuaro, liczony na 15 tonn obciążenia ruchomego,

w terenie jest rzeczą prawie niemożliwą w wiecznych lasach, a co najmniej wymagającą dużych kosztów i czasu, a więc zasadniczo podstawą w tym wypadku służą wskazówki starych miejscowych ludzi i znaki w korycie pozostające po gwałtownych wylewach.

INŻ. W. SKALMOWSKI.

DROGI KRZEMIANOWANE.

W artykule poniższym pragnę podać w streszczeniu uwagi autora niedawno wydanej książki „Die Silikatstrasse” Dr. Inż. A. Preslicki o krzemianowaniu.

Na wstępie autor stwierdza, że drogi wałowane bez żadnego środka wiążącego, któryby z tłuczniem stwarzał ścisłą

powierzchnię, są dla dzisiejszych warunków ruchu mało odporne i szybko ulegają zniszczeniu.

Na szosach krzemianowanych materiałem wiążącym jest szkło wodne, które z piaskiem wapiennym tworzy silnie twardejającą, odporną, nieprzepuszczalną dla wody zaprawę, szczelnie zapelniającą puste przestrzenie między kawałkami tłucznia. Zapobiega ona wysysaniu małych kawałków kamienia przez gumowe opony samochodów, a tem samem uszkodzaniu szosy, a także tworzeniu się kurzu, powstającego przy zmiżdżeniu tych odłamków.

Zaprawa krzemianowa nieprzepuszczalna dla wody, chroni szosę przed szkodliwym działaniem mrozu oraz przed tworzeniem się błota.

Następnie autor omawia materiały kamienne nadające się do krzemianowania.

Materiałem najlepiej się nadającym na szosy krzemianowane jest wapień czysty i dolomit. Domieszka $MgCO_3$ czyni tłuczeń odpornym na wpływy atmosferyczne. Niewielkie domieszki związków Fe i Al (równomiernie rozłożone w materiale skalnym) jak również niewielkie ilości SiO_2 nie są szkodliwe. Należy się wystrzegać większych domieszek gliny zmniejszających odporność tłucznia na wpływy atmosferyczne.

Tak więc wapienie marglowe nie nadają się do użytku.

Szkodliwymi są wszelkie zanieczyszczenia jak: glina, szlam pochodzenia organicznego, humus, pył węglowy (zwłaszcza węgla brunatnego), gdyż ziarna otoczone niemi nie stykają się bezpośrednio ze szkłem wodnym, co przeszkadza wytworzeniu się pożądanej wewnętrznej spójności i powoduje zmniejszenie wytrzymałości i trwałości szosy. Prócz tego glina powstrzymuje szybkie wysychanie szosy, a przez swą plastyczność zmniejsza wewnętrzne tarcie, wywołując przesunięcia kawałków tłucznia, a w następstwie tworzenie się sfałdowań na szosie.

Przy wyborze materiału kamiennego na tłuczeń, dużą rolę odgrywa twardość. Do krzemianowania najlepiej nadają się wapienie „półmiękkie„ (CD do ZF wg. skali E. P. C.) z formacji jurajskiej i triasowej. Wapienie „b. twarde” są zbyt kruche, a „miękkie” i „b. miękkie” za mało odporne, przytem jako silnie porowate wolno wysychają.

Jako tłuczeń można prócz wapieni stosować wszelkie ro-

dzaje kamienia odpowiadające porowatością, ścieralnością, wytrzymałością na ściskanie i t. p. wyżej wzmiankowanym wapieniom bez szkodliwych domieszek, jak gips, substancje węglowe i t. p.

Najodpowiedniejszym jest tłuczeń mniej więcej jednakowej wielkości o szorstkich, chropowatych powierzchniach przełamu, ułatwiających dobre przyleganie zaprawy. Piasek używany na zaprawę krzemianową musi być piaskiem wapiennym (głównie składającym się z CaCO_3) o ziarnach takiej wielkości, aby osiągnąć zaprawę możliwie ścisłą. Wielkość ta odpowiada mniej więcej wielkości ziaren piasku używanego na zaprawę cementową. Oznacza się ją przy pomocy metody graficznej lub doświadczalnie. Im piasek jest drobniejszy tym dłużej zaprawa twardnieje i dłużej zachowuje plastyczność. Ze względu na reakcję fizyko-chemiczną jaka zachodzi przy działaniu szkła wodnego na piasek wapienny — piasek musi być czysty bez domieszek gliniastych i ziemistych. Dla umożliwienia dializy (odłączenie krzemionki) musi on spełniać jeszcze 2 warunki, musi być suchy i posiadać pewną porowatość zastosowaną do ilości szkła wodnego. Piasek zbyt porowaty wymagałby dużej ilości szkła.

Z kolei przechodzi autor do omówienia własności szkła wodnego.

Szkoło wodne jest to szklisto skrzepnięty stop krzemianów alkalicznych o zmiennym składzie. Wzór ogólny $\text{Me}_2\text{O} \cdot n\text{SiO}_2$. Szkoło wodne posiada własności zmienne, zależnie od stosunku $\frac{\text{SiO}_2}{\text{alkalja}}$. W miarę zwiększania się tego stosunku, pojawia się coraz więcej cząstek koloidalnych, roztwór staje się mniej trwały, trudniejszy do stężenia, łatwo podlega koagulacji, wzrasta też jego zdolność przylegania. Górna granica tego stosunku z punktu widzenia technicznego wynosi 3,5. Najczęściej używanymi są szkła wodne o $n = 1$ do 4.

Wyrobiane jest też szkło wodne uwodnione. Otrzymuje się je z płynnego szkła wodnego przez odparowanie wody, lub też ze szkła sproszkowanego przez ogrzanie z małą ilością wody. Zawiera ono 10 do 30% H_2O , rozpuszcza się łatwo już w zimnej wodzie. Do długiego leżenia w stanie sproszkowanym się nie nadaje wskutek dużej skłonności do zlepiania się.

Łatwo rozpuszczalnem w wodzie jest szkło wodne sproszkowane otrzymane przez rozpylenie szkła ciekłego w strumieniu powietrza Najbardziej jednak znaną jest forma ciekła. Roztwór szkła wodnego o stosunku $\frac{\text{SiO}_2}{\text{alkalja}} > 1$ nie krystalizuje przy suszeniu, lecz gęstnieje tworząc narazie galaretową, w końcu szklistą masę. Szkło można rozrzedzić przez dodanie ługu. Ciekłe szkło wodne jest bardzo trwałe na zimno. Przytem. —3 do —7° C. szkło mętnieje i pojawiają się kryształy lodu, jednak po ich rozpuszczeniu szkło wraca do dawnego stanu. Kwasy wydzielają z roztworów wodnych szkła — krzemionkę w postaci przezroczystej galarety, lub mialkiego białego osadu.

Następnie omawia autor sposób fabrykacji szkła wodnego i wpływu na wapienie.

Do krzemianowania używa się szkła wodnego bogatego w krzemionkę o stosunku $\frac{\text{SiO}_2}{\text{alkalja}}$ około 3,5. Im mniej porowaty jest tłuczeń tym bardziej skoncentrowane roztwory szkła wodnego się stosuje. Ale warunki pracy stawiają pewne granice gęstości roztworów. Roztwory powyżej 35° Bè nie nadają się, oklejają walce przyczem zaprawa zbyt szybko wysycha—jeszcze przed ukończeniem budowy. Według badań laboratoryjnych szkło wodne o 35° Bè daje zaprawę wystarczająco twardą, odporną i nieprzepuszczalną dla wody. Przez zmieszanie lub jednoczesne rozpuszczanie sodowego i potasowego szkła wodnego otrzymuje się t. zw. podwójne szkło wodne. Roztwory szkieł wodnych silnie alkalicznych znajdują się w handlu odparowane do 60 — 70° Bè; zawierają one 40 — 50% wody. Istnieje też silnie alkaliczne wykryształizowane szkło wodne o wzorze $\text{Na}_2\text{O} \cdot \text{SiO}_2 \cdot 9\text{H}_2\text{O}$ z zawartością wody = 58%.

Proces krzemianowania polega na dializie t. zn. oddzieleniu krzemionki od alkalji w trakcie przenikania szkła wodnego w głąb por wapienia.

Krzemionka pozostaje w warstwie powierzchniowej narazie w postaci rozpuszczalnej w wodzie, w miarę jednak wyparowywania wilgoci pod wpływem wiatru i słońca, krzemionka przechodzi w postać nierozpuszczalną, staje się galaretową, okleja poszczególne kawałki kamienia, twardnieje i wraz z piaskiem i wapieniem tworzy masę ścisłą, zbitą, nieprzepuszczalną

dla wody. Współdziała w tym procesie i CO₂ wytwarzając z czasem, w głębszych warstwach, sodę, która przyspiesza wysychanie wewnętrzne. W trakcie procesu dializy, krzemionka zachowuje 1 — 2% chemicznie związanej wody, która stanowi pożądany zapas wilgoci w czasie upałów, zapobiega zupełnemu wysychaniu i tworzeniu się kurzu. Szkło wodne przy wysychaniu kurczy się — jednak zaprawa krzemianowa, która właściwie stanowi czynnik wiążący przy budowie szosy — nie wykazuje kurczenia. Szkło wodne tworzy silnie twardniejącą zaprawę nie tylko z materiałem wapiennym, lecz także z kwarcytem, z marmurem, węglem drzewnym i t. p. Wytrzymałość na ciśnienie tych zapraw krzemianowych zależy od wytrzymałości danego materiału.

Wynikiem krzemianowania szos jest podniesienie twardości nawierzchni, zmniejszenie porowatości (przez odkładanie się w porach krzemionki) a przez to podwyższenie spoistości i zmniejszenie przepuszczalności H₂O.

Nieprzepuszczalność i nierozpuszczalność zaprawy krzemianowej powoduje to, że powierzchnia szosy nawet przy silnych i długotrwałych deszczach nie ulega zmiękczeniu. Woda szybko spływa i szosa b. szybko schnie. Ponieważ woda nie przesiąka w głąb szosy więc i mróz nie wyrządza szkód. Jednak przy użyciu „miękkich” i „b. miękkich” wapieni, wyników tych nie osiąga się. Kamień silnie porowaty nawet po krzemianowaniu wykazuje pewną przepuszczalność, co pociąga za sobą zmiękczenie materiału, tworzenie się błota, kurzu i szkody wyrządzane przez mróz. We Fracji od 1928 r. wprowadzone prowizoryczne normy dla szkła wodnego, a mianowicie: 35° Bè. Wahania mogą wykazywać —1° do +2° przy 15° C. a +0,05° Bè.

przy 1° C. Stosunek $\frac{\text{SiO}_2}{\text{Na}_2\text{O}}$ najmniej 3,5, SiO₂+Na₂O wynosi 31%. Domieszki jak Na₂SO₄ NaCl Fe₂O₃ Al₂O₃ CaO MgO nie mogą przekraczać 3%.

Budowa dróg krzemianowanych. Podłoże drogi krzemianowanej winno być zwarte, mocne, przystosowane do przewidzianego ruchu i obciążenia. Jeżeli drogę krzemianowaną kładzie się na starej szosie, po możliwym jej wyrównaniu, należy wypróbować, czy będzie ona wystarczająco silnym podkładem, czy też trzeba kłaść podłoże nowe. (Dla ruchu cięższego daje się często pod-

łoże krzemianowane, wytrzymałsze niż wałowany tłuczeń). Na tym podłożu umieszcza się warstwę 4 — 5 cm. silnie wałowaną, a więc bardziej zwartą dla zapobieżenia wysysaniu szkła wodnego z nad niej leżącej warstwy krzemianowanej. W tymże samym celu przed krzemianowaniem, szosę oczyszczoną z błota, kurzu i brudu, polewa się wodą dla wypełnienia por tłuczni.

Metody budowy drogi krzemianowanej.

1) Suchy tłuczeń z proszkiem i piaskiem wapiennym silnie walcuje się i polewa odpowiedniem szkłem wodnem. Jest to metoda najtańsza, lecz mało stosowana.

2) Na warstwie tłuczni rozwałowuje się uprzednio przygotowaną zaprawę krzemianową. Przy tej metodzie zostają wypełnione puste przestrzenie między kawałkami tłuczni tylko w górnej warstwie, nie w całym pokładzie co zmniejsza trwałość szosy. Dlatego też często warstwę tłuczni przysypuje się suchym piaskiem który wypełnia te puste przestrzenie i wtedy dopiero następuje krzemianowanie i wałowanie.

3) W Anglii istnieje metoda wwałowywania tłuczni granitowego w zaprawę krzemianową położoną na $\frac{1}{3}$ wysokości warstwy krzemianowanej.

4) Najlepiej odpowiadająca potrzebie otrzymania monolitycznej nawierzchni jest metoda betonowa. Mieszaninę tłuczni, piasku i szkła wodnego przygotowuje się ręcznie lub w betoniarkach, co przy uwzględnieniu ciągliwości szkła wodnego, gwarantuje lepsze wymieszanie. Wielkość ziaren tłuczni wynosi 25 — 50 mm. Piasek stosuje się o wielkości ziarn 0 — 5 mm. na 1 m³ tłuczni o ziarnach wielkości 25 — 50 mm. zużywa się 0,360 m³ piasku.

Gdy tłuczeń jest z miększego materiału, mogącego ulec skruszeniu przy walcowaniu, daje się mniej piasku. Skruszenia należy jednak unikać przez stosowanie walców lżejszych. Materiał kamienny, który mógłby się poddać skruszeniu i przy użyciu lżejszych walców nie nadaje się, jako tłuczeń na drogi silnie obciążone.

O ile z jednej strony nadmiar części drobnych przewleka proces wysychania, a więc i twardnienia nawierzchni, o tyle z drugiej strony brak ich wpływa niepomyślnie na jej spoistość.

Ilości szkła wodnego potrzebnego do budowy, zależą od porowatości materiału i przepuszczalności podkładu, Najmniej-

sza ilość wynosi 15 — 18 l. szkła o 35° Bè na 100 l. piasku — odpowiada to 50 l., czyli 65 kg. szkła na 1 m³ tłuczni i piasku. Ilość ta zależnie od okoliczności może wzrosnąć nawet o 50%.

Próby laboratoryjne wpływu ilości szkła wodnego na wytrzymałość na ciśnienie zaprawy krzemianowej — wykazały iż najlepsze wyniki osiąga się przy 14 l. na 100 l. piasku w praktyce daje się jednak pewien nadmiar licząc na to, że część szkła wodnego zostanie wessana przez pokład. Jednak zbyt duża nadwyżka szkła utrudnia wysychanie i twardnienie i podwyższa koszt.

Przeprowadzane są również badania nad zwiększeniem wytrzymałości na ciśnienie zaprawy przez dodatek BaSO₄ i azbestyny (włókna azbestowe). Azbestina jest produktem tanim. Dodatek 2,5% do zaprawy podnosi bardzo jej wytrzymałość na ciśnienie i czyni ją bardziej ciągliwą i elastyczną co przyczynia się do podwyższenia spoistości nawierzchni i wytrzymałości na zrywanie i starcie a więc pociąga za sobą i zmniejszenie ilości kurzu.

Dodatek wody do mieszaniny krzemianobetonowej nie jest pożądany, chyba w dnie wietrzne lub gorące i to tylko tyle by utrzymać przez czas roboty pewną wilgoć konieczną dla zachowania kleistości materiału. Mieszanina wyłożona na podkład zostaje wyrównana przy pomocy szufli i walcowana. Podczas walcowania nawierzchni wysokość warstwy nałożonego materiału obniża się około 30%. Aby otrzymać warstwę 7 cm. należy dać materiału nierozwalcowanego 10 cm. Większą odporność otrzymuje się przy grubszej warstwie np. 10 cm. (materiału niewalcowanego 14 cm). Zużycie szkła na 1 m³ szosy wynosi: przy warstwie 7 cm. 5 — 7,5 l., przy 10 cm. 9 — 11 l.

Ciężar walców stosuje się zależnie od materiału. Zmienia się od 9 — 18 tonn.

Walcować należy wolno i dostatecznie długo. Po pewnym czasie z wnętrza warstwy krzemianowanej wydobywa się mułista ciecz, którą z pomocą szczotek robotnicy zgarniają na miejsca nie wykazujące jeszcze takiego nasycenia szkłem wodnym. Jeżeli ciecz ta nie ukazuje się, dowodzi to, że nasycenie nie nastąpiło, za dużo jest pustych przestrzeni w tłuczniu, czyli że mieszanina zawiera za mało piasku. Po dostatecznym zwal-

cowaniu skrapia się jeszcze szosę zaprawą z piasku i rozcieńczonego szkła wodnego (1:4). Przy pogodzie zimnej i wilgotnej nie stosuje się tego, aby powierzchnia szosy nie była zbyt wilgotną. Podczas upałów dla zapobiegnięcia zbyt szybkiemu wysychaniu skrapia się szosę w ciągu paru dni rozcieńczonym szkłem wodnym (1:5). W dobrych warunkach szosa po dwóch dniach może być oddana do użytku.

Najważniejszą rolę przy budowie szosy odgrywa: 1) dostosowany tłuczeń, 2) odpowiednia wielkość ziaren piasku, 3) dokładne wymieszanie z potrzebną ilością szkła wodnego i 4) dostateczne uwałowanie. Podczas budowy szosy słaby ruch kołowy jest dopuszczalny, należy tylko zwracać uwagę na usuwanie wszelkich nieczystości. Przy budowie dróg o ożywionym ruchu kołowym, należy ruch skierować przez objazd, pozostawiając drogę otwartą jedynie dla słabego ruchu miejscowego. Jeżeli ruch przeszkadza pracy i okazuje się szkodliwy należy pracę prowadzić na połowie szosy, drugą przeznaczając dla ruchu. Krawędzie gotowej części po środku szosy odbija się pionowo przed nałożeniem świeżego materiału i zrasza rozcieńczonym szkłem wodnym. W związku z metodą „betonową” należy wspomnieć, o potrzebach dodawania grubokrystalicznego sproszkowanego szkła wodnego w celu wytworzenia pewnej rezerwy krzemionki, które rozpuszczając się wolno pod wpływem wilgoci zawartej w nawierzchni umacnia drogę, a w razie jakiegoś uszkodzenia nierozpuszczone jeszcze szkło wodne, znajdujące się między tłuczniem, rozpuszcza się podczas najbliższego deszczu i automatycznie utrwala naruszoną nawierzchnię.

Autor powątpiewa, aby ten sposób znalazł szersze zastosowanie wyliczając, że przy tych samych kosztach, rozporządzając znacznie większą ilością szkła wodnego, można zapewnić zupełnie dostateczną konserwację szosy.

Konserwacja szos.

Poza miejscowem naprawianiem nierówności i wybojów spowodowanych ruchem na szosie, ważną rolę odgrywa polewanie szosy co pewien czas roztworem szkła wodnego w celu umacniania ścierającej się nawierzchni. Częstotliwość tego po-

lewania zależy z jednej strony od obciążenia szosy, z drugiej od własności mineralogicznych tłucznia.

Na szosach krzemianowo-wapiennych budowanych na wiosnę lub wczesnym latem, pożądanym jest polewanie szosy na jesieni, dla zmniejszenia przepuszczalności szosy i uchronienia jej dzięki temu przed szkodliwym działaniem mrozu. Potem wystarcza polewanie 1—2 razy do roku. Oczyszczoną szosę polewa się jednego dnia roztworem szkła 1:4, na drugi dzień stosuje się roztwór 1:2,5. Na szosach twardych (mało porowatych) stosuje się b. niewiele szkła.

Na szosach krzemianowanych, dzięki utworzeniu się monolitycznej, odpornej nawierzchni, tworzy się mniej więcej o $\frac{2}{3}$ kurzu mniej niż na szosach zwykłych. Jeżeli ilość kurzu na szosie zwiększa się, stanowi to wskazówkę, że utwardniona nawierzchnia jest starta i szosę należy znów nasycić szkłem wodnym. We Francji dla zwalczania kurzu stosuje się napanie szosy roztworem ciekłych, kleistych produktów odpadkowych otrzymanych przy fabrykacji papieru. W tymże samym celu stosuje się emulsje asfaltu i smoły np. francuski „Miemell” czyli emulsja bitumiczna używana w roztworze szkła wodnego. W Austrii używana jest emulsja wapienno-asfaltowa t. zw. „Siliphalt”. Emulsja taka wiąże kurz, przyczem zwiększa też odporność szosy.

Trwałość szosy krzemianowej jest 3 do 5-krotna w stosunku do trwałości szos zwykłych budowanych z tego samego materiału. Koszty konserwacji wynoszą o 30% mniej — mimo więc wyższych kosztów samej budowy (około 100%) w rezultacie są to szosy tańsze, mające dużą przyszłość przed sobą. Szczególnie duże zastosowanie mogą mieć w okolicach wilgotnych, bagnistych. Należy tam stosować szkło bogatsze w krzemionkę, a więc o stosunku $\frac{\text{Si O}_2}{\text{Na}_2\text{O}}$ najmniej 3,5 i możliwie unikać polewania szosy wodą czy też rozcieńczonym szkłem wodnym.

Najdogodniejszym do krzemianowania jest czas od kwietnia do sierpnia. Zbyt duża wilgoć jest niepożądana ze względu na długotrwałe schnięcie i twardnienie. Zato po wyschnięciu szosy nie szkodzi jej już ani deszcz, ani woda gruntowa.

Przy użyciu materiałów silnie porowatych lepiej przepro-

wadzać krzemianowanie w lecie, aby wysychanie następowało szybko. Zbyt wielkie upały wpływają jednak szkodliwie—szosa schnie za szybko bez dostatecznego stwardnienia—można temu do pewnego stopnia zapobiec, stosując szkło uboższe w SiO_2 . Im suchszy jest materiał skalny tym więcej szkła wchłania. Jeśli szkła jest za mało, tworzy się na powierzchni cienka powłoka za bardzo wyschnięta, która kurczy się, staje się twarda i krucha. Aby tego uniknąć wskazane jest rozcieńczanie szkła wodnego, t. zw. dłuższe utrzymanie wilgoci na powierzchni szosy. W tych wypadkach wskazaniem jest pokrycie szosy powłoką emulsji, która z jednej strony utrudnia prędkie wysychanie a z drugiej chroni przed tworzeniem się kurzu.

Powierzchnia krzemianowana ma charakter mozaiki — jest szorstka i chropowata a naskutek braku błota nie bywa śliska. Nadaje się do wszelkiego ruchu. Dla zwierząt nie jest męcząca, samochodom zapewnia małe zużycie gum i paliwa. Szosa bez pokrowca jest dostatecznie wytrzymała dla ruchu lekkiego, wynoszącego średnio 200 tonn na metr dziennie t. zn. przy obciążeniu absolutnem

800 tonn dla szos o szer. 4 m.	} <u>obciążenie absolutne</u> szerokość szosy w metrach
1000 " " " " 5 m.	
2000 " " " " 10 m.	

Szosa z pokrowcem podnoszącym ich odporność, służy dla ruchu średniego 400 t. na metr dziennie t. zn. dla obciążenia absolutnego:

1600 t.	dla szosy o 4 m. szerokości
2000 t.	" " 5 " "
4000 t.	" " 10 " "

Spadek poprzeczny szosy krzemianowanej wynosi 4%, spadek podłużny dla szos bez powłoki powierzchniowej nie ma specjalnych ograniczeń — dla szosy z powłoką wynosi najwyżej 5%.

Po bliższe i wyczerpujące dane odsyłam zainteresowanych do książki Dr. Inż. A. Preslicki: „Die Silikatstrasse” Martin Boerner, Verlagsbuchhandlung Halle 1930.

INŻ. M. S. OKECKI.

LIGA NARODÓW I BEZROBOCIE.

Liga Narodów, pragnąc przyczynić się do powstrzymania dalszego wzrostu bezrobocia i zmniejszenia międzynarodowego kryzysu ekonomicznego, rozpoczęła akcję w celu uruchomienia w różnych państwach wielkich robót publicznych, dokładnie opracowanych pod względem technicznym i całkowicie uzasadnionych pod względem ekonomicznym, których urzeczywistnieniu stoją na przeszkodzie wyłącznie obecne trudności finansowe.

W tym celu został przez Ligę Narodów utworzony „Komitet dla badań robót publicznych i zaopatrzenia technicznego”, mający za zadanie rozpatrzenie i ocenę projektów robót publicznych, gotowych do zrealizowania przez sfery finansowe, zainteresowane w wysokiej mierze w zażegnaniu bezrobocia i zmniejszeniu skutków światowego kryzysu ekonomicznego.

Komitet w wyniku obrad w październiku r. b. w Genewie ufając, że część robót uda się uruchomić jeszcze w bieżącym sezonie zimowym, zwrócił się do poszczególnych rządów z następującą odezwą:

LIGA NARODÓW.

c. c. T/499

c. c. T/T. P. O. N/3

Genewa 19 października 1931.

Organizacja komunikacji i tranzytu.

Komitet dla badań spraw Robót Publicznych
i Zaopatrzenia Narodowego.

Okólnik

do Rządów, członków Ligi Narodów i do Rządów, które nie są członkami, ale uczestniczą w obradach ekonomicznych Komisji dla studjów Unji Europejskiej.

W dążeniach do ulżenia bezrobociu, które ciąży nad całym Światem a szczególnie nad Europą, Międzynarodowe Biuro Pracy było zmuszone zwrócić baczną uwagę na roboty publiczne o charakterze narodowym, lub międzynarodowym, które mogłyby zmniejszyć w znacznym stopniu bezrobocie a jednocześnie miałyby podstawy techniczne i uzasadnienie ekonomiczne.

Biuro przeprowadziło wiosną roku bieżącego ankietę wstępną pomiędzy zainteresowanemi Rządami, ażeby się dowiedzieć, czy Rządy mogłyby przedstawić tego rodzaju projekty robót publicznych, których zrealizowanie natrafia na trudności wyłącznie natury finansowej.

Licznie otrzymane odpowiedzi, zważywszy na b. krótki okres czasu, miały więcej ogólny charakter, niż potrzebną ścisłość i drobiazgowość, lecz tem nie mniej niewątpliwie wykazywały, że obrana droga była właściwą. Rozmaite instancje Komitetu dla studjów Unji Europejskiej wypowiedziały się przychylnie i w dn. 24 września 1931 r. Zgromadzenie Ligi Narodów powzięło postanowienie następujące:

„Zgromadzenie

„Zważywszy, że pomiędzy środkami solidarności międzynarodowej, mogącemi złagodzić działania depresji ekonomicznej i współdziałać wznowieniu działalności pracowników we wszystkich krajach, potrzeba jest rozważyć wykonanie wielkich robót publicznych, przedsiębranych wspólnie przez zbiorowości publiczne lub prywatne na terytorjach europejskich lub pozaeuropejskich.

„Zważywszy ponadto, że powyższe zagadnienie zostało już rozpoczęte przez Komisję dla studjów Unji Europejskiej i że zostały ujęte przez kompetentne organa Ligi Narodów;

„Dla szybszego rozpoczęcia rozpatrzenia programów tych zagadnień, uzgodnienia ich w zakresie międzynarodowym, przyspieszenia ich powstania oraz nadzoru nad ich urzeczywistnieniem, prosi Radę Ligi Narodów powierzyć te rozmaite czynności Komitetowi dla Badań, powołanemu przez Organizację Komunikacji i Tranzytu, która musi być uzupełniona przez przedstawicieli Międzynarodowego Biura Pracy i, w razie potrzeby, przez organa ekonomiczne i finansowe Ligi Narodów.

„Ten Komitet rozpatrzy konkretne propozycje rozmaitych Rządów pod kątem widzenia, czy przedsiębrane roboty są użyteczne i korzystne.

„Komitet złoży sprawozdanie Radzie Ligi Narodów. Komisja studjów Unji Europejskiej będzie powołaną do wypowiedzenia swego zdania o propozycjach pod względem ważności dla interesów Europy”.

Po zaznajomieniu się z treścią powyższej rezolucji Rada Ligi Narodów prosiła Przewodniczącego Komisji doradczej i technicznej Komunikacji i Tranzytu o powołanie Komitetu dla badań spraw Robót Publicznych i Zaopatrzenia Narodowego, utworzonego przez tę Komisję, rozpocząć czynności w związku z powyższą rezolucją.

Komitet dla badań spraw Robót Publicznych i Zaopatrzenia Narodowego ukonstytuował się na sesji w Genewie w d. 14 i 15 października 1931 r.

Komitet obecnie ma skład następujący:

Dr. F. Dormmuller — Dyrektor Generalny Niemieckich Dróg Żelaznych, Przewodniczący.

Sir John Brooke „Electricity Commissioner” Londyn, Członek stałej Komisji dla spraw elektrycznych oraz Organizacji Tranzytu i Komunikacji.

C. Buttini, Inżynier, Szef Budownictwa Lądowego, Italja.

P. G. Hoernell, Członek Szwedzkiej Akademii Nauk Technicznych, b. prof. Królewskiej Szkoły Politechnicznej w Sztokholmie.

J. B. van der Houven van Oordt, b. przewodniczący Związku Armatorów holenderskich.

M. Ito, dyrektor przydzielony do Biura Japonji przy Lidze Narodów, członek Komisji doradczej i technicznej Tranzytu i Komunikacji.

René Mayer — członek honorowy dla próśb przy Radzie Stanu we Francji, członek Komisji prawnej Organizacji Tranzytu i Komunikacji.

M. S. Okęcki—Radca Ministerstwa Robót Publicznych w Polsce.

Sylwan Dreyfus — Vice Prezes Rady Naczelnej dróg i mostów i Wyższej Rady Robót Publicznych we Francji, Prezes Komisji doradczej, i technicznej Tranzytu i Komunikacji, przedstawiciel Komisji.

Ze strony Międzynarodowej Organizacji Pracy:

G. de Michelis, Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowego Biura Pracy, przedstawiciel Rządu Włoskiego.

Zastępca. *J. E. M. F. Sokal* — Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowego Biura Pracy, przedstawiciel Rządu Polskiego.

A. Lambert — Ribot, Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowego Biura Pracy przedstawiciel pracodawców (Francja).

Zastępca. H. Vogel, Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowego Biura Pracy i przedstawiciel pracodawców (Niemcy).

L. Jouhaux, Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowej Pracy, przedstawiciel pracowników (Francja).

Zastępca. Ch. Schuerch, Członek Rady Administracyjnej Międzynarodowego Biura Pracy przedstawiciel pracowników (Szwajcaria).

W celu wywiązania się z powierzonego zadania, Komitet powinien otrzymać od zainteresowanych Rządów w myśl rezolucji powyżej przytoczonej konkretne propozycje, które będą rozpatrzone pod kątem widzenia użyteczności i korzyści przedsięwziętych robót. Tego rodzaju propozycje mają być skierowane do Sekretarza Generalnego Ligi Narodów.

Wobec nacisku dzisiejszych stosunków ekonomicznych, dla umożliwienia Komitetowi osiągnięcia zamierzonego celu, nasuwa się konieczność możliwie jaknajszybszego sposobu działania. W tym celu konkretne propozycje powinny przybrać formę projektów dostatecznie opracowanych, żeby rozpatrzenie ich przez Komitet mogło być dokonane w dostatecznej mierze pod względem równowagi techniczno-ekonomicznej przedsięwziętych robót, a także pod względem możliwości ich sfinansowania.

Szczegółowo sporządzone projekty wstępne, które będą oddane do rozpatrzenia Komitetowi, powinny pozwolić zdać sobie jak najdokładniej sprawę o koszcie robót, proponowanych przez Rządy, o liczbie dni robotników wymaganych przez te roboty, a także o rozpiętość czasu, na który rozłożą się powyższe dni robotników. Krótki termin, pozostawiony Rządom dla dania odpowiedzi na ankietę Międzynarodowego Biura Pracy nie pozwolił im na przesłanie odpowiednio opracowanych propozycji. Zdając sobie sprawę z powyższego, tembardziej jednak Komitet wyraża życzenie, ażeby projekty nadsyłane w przyszłości, szeroko zastosowały wskazania, zawarte w załączniku. Zdarzyć się może, że przy jednej i tej samej robocie w zależności od zastosowanej metody wykonawczej można zatrudnić

mniej lub więcej rąk roboczych. Byłoby pożądanem, ażeby w każdym wypadku, gdyby powyższa okoliczność mogła mieć miejsce, było to zaznaczone z podaniem wpływu tego faktu na koszt. Ostatnie dane byłoby pożytecznem dopełnić przez wskazanie wysokości sum, wydatkowanych na bezrobotnych, których zaoszczędzenie, pochodzące z powtórnego zatrudnienia rąk roboczych mogłoby być użyte przez Rządy na subwencje omawianych robót.

Ponieważ projekty przedkładane Komitetowi muszą odpowiadać wyżej wymienionym warunkom, a więc nieodzownem jest, żeby zainteresowane Rządy dokonały ściślejszego wyboru pomiędzy projektami nadesłanemi lub tylko wymienionemi w odpowiedzi na ankietę Międzynarodowego Biura Pracy.

Uwzględniając dzisiejsze stosunki ekonomiczne zdaniem Komitetu byłoby pożądanem, żeby wybór Rządu był w głównej mierze podyktowany z punktu widzenia oceny korzyści tych robót w związku z samemi warunkami ekonomicznemi. Idąc po linii dążeń Komitetu nie trzeba przedsiębrać robót zatrudniających wielkich mas rąk roboczych, z wyjątkiem jakichś środków doraźnych miejscowych lub wyjątkowych, jeżeli wykonanie tych robót nie przyczyni się do polepszenia stanu kryzysu ekonomicznego.

Zdaniem Komitetu teraz nie trzeba brać pod uwagę projektów, któreby miały na celu powiększenie zaopatrzenia przemysłowego lub ekonomicznego w krajach, gdzie istniejące zaopatrzenie nie ma pełnego wykorzystania lub też nie opłaca się należycie, przyczem Komitet uważa za niewskazane lokowanie nowych kapitałów w prace, mające tenże sam cel. Przeciwnie, przedsiębiorstwa, które w korzystnym wyniku swej działalności miałyby na celu nie spotęgowanie wytwórczości, lecz lepszy podział produktów fabrycznych lub spożywczych, potaniecie cen lub koszt ich transportu, wytworzenie nowych rynków zbytu lub rozszerzenie kręgu nabywców, w istniejących teraz okolicznościach nadają się do wysunięcia w pierwszym rzędzie w celu znacznego polepszenia warunków bytu w krajach, gdzie bezrobocie jest szczególnie silne lub gdzie zaopatrzenie narodowe jest niedostatecznie rozwinięte.

Komitet przypuszcza, że poszczególne Rządy są w posiadaniu projektów robót, złożonych przez kolektywy charakteru

publicznego czy prywatnego, narodowego czy międzynarodowego, których uruchomienie w danej chwili jest zahamowaniem. Komisja byłaby wdzięczną za zaznajomienie jej z temi projektami, które zostały doprowadzone do stanu powyżej opisanego i gdyby mogła poznać pogląd Rządów, które je przesła.

Po otrzymaniu proporcji od poszczególnych Rządów Komitet zastrzega sobie prawo otrzymywania dodatkowych piśmiennych informacji, a także prawo zapraszania przedstawicieli, których obowiązkiem będzie dawanie uzupełniających wyjaśnień.

Jest nadzwyczaj pożądanem, ażeby projekty robót publicznych dla Komitetu były przesłane Sekretarjatowi Ligi Narodów w możliwie jak najbliższym terminie, a szczególnie co się tyczy kategorii (A) według załącznika, w każdym razie przed 1 grudnia b. r., gdyż potem Komitet musi się zebrać w b. krótkim czasie w celu zbadania pierwszych nadesłanych projektów.

Ankieta.

Uprasza się poszczególne Rządy, aby przy przedstawianiu wniosków kierowały się w miarę możliwości następującemi wskazaniami:

Materiały, dotyczące projektów robót publicznych, zamierzonych przez poszczególne państwa na terytorjum kontynentu lub kolonjach, które mają być przedstawione Komitetowi dla badań robót publicznych i zaopatrzenia technicznego, powinny wyczerpywać następujące kwestje:

- A. Czy roboty, stanowiące przedmiot propozycji danego Rządu, są oparte na zatwierdzonych projektach technicznych i są ujęte kosztorysowo?
- B. W wypadku przeciwnym, w jakim terminie projekty techniczne mogłyby być uzupełnione, względnie całkowicie wykonane?

Czy Rząd sam zamierza wykonać lub uzupełnić powyższe projekty, czy pozostawić to inicjatywie publicznej?

Czy to zadanie może być powierzone przedsiębiorcy lub przyszłemu koncesjonariuszowi?

Jakie ewentualnie w przybliżeniu koszta pociągnęłoby za sobą wykonanie lub uzupełnienie powyższych projektów,

Kompletny projekt powinien w zasadzie zawierać:

- 1) uzasadnienie projektu,
- 2) plany i rysunki techniczne (ogólne),
- 3) kosztorys ogólny, rozdział kosztów, które mogłyby być pokryte przez:
 - a. budżet rządowy,
 - b. „ samorządowy,
 - c. pożyczki wewnętrzne lub zewnętrzne,
- 4) przybliżony czas trwania robót wraz z poszczególnymi etapami tychże,
- 5) ilość przewidzianych jednostek dni robotnika,
- 6) materiały, instalacje i zaopatrzenia techniczne z podaniem ewentualnych wydatków na budowę mieszkań robotniczych, aprowizację i urządzenia sanitarne;
- 7) koszt utrzymania i eksploatacji dokonanej budowy;
- 8) plan rentowności i amortyzacyjny budowy;
- 9) podstawy prawne i administracyjne do wykonania zamierzonych robót z podaniem, czy roboty mają być wykonane we własnym zarządzie lub oddane przedsiębiorcy, czy też mogą być oddane w formie koncesji; czy do robót mogą być dopuszczone przedsiębiorstwa zagraniczne,
- 10) gwarancje Rządu lub inne jako zabezpieczenie zaściągniętych pożyczek.

Wskazówki ogólne.

- 1) Stan bezrobocia w poszczególnych gałęziach przemysłu zainteresowanych danymi robotami i stan rozmieszczenia bezrobocia pod względem terytorjalnym.

Ogólne wskazówki, co do ustawodawstwa społecznego, zwłaszcza w zakresie ustawodawstwa, normującego długość dnia pracy, ubezpieczenia społeczne, Kasy Chorych w zakresie odnośnych przemysłów.

- 2) Czy ustawodawstwo zezwala na korzystanie z pracy umysłowej i ręcznej oraz zaopatrzenia technicznego zagranicznego? Jeżeli tak, to czy uważa się za potrzebne przy wykonaniu zgłoszonych robót uzupełnienie narodowych zasobów pracy i narzędzi przez przyciągnięcie sił i środków zagranicznych i w jakiej mierze,
 - 3) Uwagi ogólne.
-

DR. INŻ. Z. KRAGEN.

OCENA WARTOŚCI BITUMÓW ASFALTOWYCH.

Kilka dziesiątków lat temu znany był bitum asfaltowy tylko w postaci asfaltów naturalnych, pod którą to nazwą rozumiemy występujące w przyrodzie gatunki asfaltów o rozmaitej zawartości składników mineralnych. Chociaż naturalne asfalty różnią się między sobą składem chemicznym, wszystkie jednak wykazują stosunkowo znaczną ilość siarki, a niską, zaledwie dziesiętne części procenta wynoszącą, zawartość parafiny.

Rozwój współczesnej techniki spowodował niespodziewany wzrost użycia bitumu asfaltowego. Znaczne jego ilości zastosowano do fabrykacji papy dachowej, mas izolacyjnych, lakierów ochronnych i podobnych produktów, przeważną jednak część użyto do budowy nowoczesnych dróg asfaltowych różnych systemów. To wzmożone zapotrzebowanie nie zostałyby pokryte, gdyby w asfaltach naftowych nie stały do dyspozycji nowe, niewyczerpane niemal źródła bitumu asfaltowego.

Asfalty naftowe są produktem otrzymanym jako pozostałość podystylacyjna rop naftowych o podłożu asfaltowem. Genetycznie można tę grupę rop uważać za surowiec asfaltów naturalnych. Gdyby proces tworzenia się asfaltów postępował ciągle naprzód, przyczem łatwowrzące składniki powoli by się ulatniały, cięższe zaś uległy utlenieniu i polimeryzacji, ropy te stopniowo zmieniałyby się same w asfalt. Podobną drogę obrała też technika fabryczna, otrzymując zawarty w ropie bitum asfaltowy przez oddystylowanie części lotniejszych.

Jak więc widać, jest rzeczą zupełnie możliwą produkować asfalty naftowe, które zupełnie odpowiadają asfaltom naturalnym. Można śmiało powiedzieć, że tak otrzymane asfalty naftowe będą nawet bardziej wartościowe, gdyż przez swą zawartość 100% bitumu, wolnego od części mineralnych, dają się dogodniej zastosować w wielu gałęziach przemysłu.

Z drugiej jednak strony technika, jak to się nieraz zdarza, wybiegła poza ramy procesu wyznaczonego przez naturę i stara się wydobyć bitum asfaltowy z ropy naftowej, w której asfalt jako taki nie jest zawarty i z której by sam przez się drogą naturalną, nigdy się nie utworzył. Otrzymywany w ten sposób produkt będzie oczywiście własności, nie zupełnie odpowiadające wymaganiom stawianym dobrym bitumom

asfaltowym, i nie powinien też znajdować się w handlu pod nazwą „asfaltu naftowego”.

Jakie więc istnieją kryteria do oceny „asfaltów naftowych”?

W ogólności możemy stwierdzić, że niewątpliwym wskaźnikiem dobroci asfaltu jest jego struktura chemiczna, odpowiadająca asfaltowi naturalnemu, jak też jego pochodzenie z ropy naftowej, w której naturalny proces tworzenia się asfaltu jest jaknajdalej posunięty naprzód.

Tak np. stwierdził *Markusson*, że co do elastyczności i, pozostającego z nią w związku, zastosowania do rozmaitych celów zbliżają się asfalty naftowe tem bardziej do asfaltów naturalnych, im ropy, z których one pochodzą, zasobniejsze są w go-towy już asfalt, a uboższe w parafinę.

Również *Mallison i Malchow* są tego zamego zdania: asfalt naftowy jest tem ciągliwszy i elastyczniejszy i tem bardziej zbliża się do asfaltu naturalnego, im mniej zawiera parafiny i więcej posiada składników asfaltowych. Oznaczenie zawartości parafiny w asfalcie posiada też dlatego ważne znaczenie, gdyż z biegiem czasu ona to zmniejsza jego giętkość i odporność na wpływy atmosferyczne. Okazało się też, że bitumy czysto asfaltowe posiadają znacznie wyższą ciągliwość niż asfalty pochodzenia parafinowego.

Niską zawartość parafiny uważa się więc ogólnie za wskaźnik szczególnej użyteczności asfaltów naftowych.

Te obserwacje praktyczne poddał *Šuida* interesującej kontroli laboratoryjnej, która potwierdziła w zupełności zapatrywania wszystkich miarodajnych fachowców asfaltowych,

Do bezparafinowego asfaltu naftowego dodawał on coraz większe ilości parafiny i oznaczał jego własności fizyczne. Tak np. ciągliwość asfaltu, właściwość równie ważna przy budowie dróg jak i przy fabrykacji papy dachowej, zmieniała się w następujący sposób: (Tablica 1).

Tablica 1.

Doświadczenie Nr.	1	2	3	4	5	6
Zawartość parafiny	0.38	1.04	1.84	2.80	4.10	6.30
Punkt, zestalenia	—18°	—17.5°	—16°	—14°	—12°	—10°
Ciągliwość	wyż. 100	wyż. 100	100	55	40	25

Škopnik tłumaczy to zjawisko w ten sposób, że krystaliczna parafina działa szkodliwie na koloidalnie rozdrobniony bitum, niszcząc jego strukturę i powodując kruszenie asfaltu. Po między ciągliwe,—lepkie i znajdujące się w stanie koloidalnym drobiny bitumu wnika parafina, która łatwo miesza się z asfaltem. Im więcej dostaje się parafiny do bitumu, tem więcej jego cząstek powleka się nią, a że nie posiada ona ani lepkości, ani wytrzymałości na złamanie, jest jasne, że spoiwość asfaltu i jego zdolność wiążąca, jak też jego ciągliwość cierpi na tem w wysokim stopniu. Wadą parafiny jest również, że topi się ona naraz bez przejścia, bez powolnego mięknięcia, natomiast przy stygnięciu kurczy się bardzo znacznie. Dzięki tym niekorzystnym własnościom parafiny, musi z konieczności droga budowana przy użyciu asfaltu parafinowego wykazywać znaczne rysy.

Nie ulega zatem wątpliwości, że asfaltom bezparafinowym należy dać pierwszeństwo przed asfaltami parafinowemi.

Drugim kryterjum w ocenie asfaltów naftowych jest zawartość siarki, gdyż z faktu, że wszystkie asfalty naturalne wykazują wysoką procentowość siarki i że w pobliżu wszystkich złóż asfaltowych znajdują się również złoża siarki, można wnosić, iż siarka nie jest przypadkowym składnikiem, ale odgrywała przy tworzeniu się asfaltów ważną rolę.

Graefe wykazał, że przy zestalaniu się płynnego asfaltu trinidadzkiego wydziela się siarkowodór, siarka więc bierze udział w procesie wytwarzania się tego asfaltu. Skład procentowy siarki w różnych asfaltach naturalnych i naftowych wskazuje tablica 2.

Tablica 2.

Asfalty naturalne.

Asfalt	St. Valentino	6,32 % S
"	Trinidad	6,16 "
"	Bermudez	5,83 "
"	Maracaibo	5,08 "
"	La Patera	3,61 "
"	Kuba	1,87 "
"	Selenizza	6,08 "

Asfalty naftowe.

Asfalt Eabano	5,25 % S
„ Meksyk Eagle.	3,49 „
„ Trynidad Resid.	3,76 „
„ Wenezuelski	2,75 „
„ Kalifornijski	1,01 „
„ Węgierski (Derna).	0,85 „
„ Niemiecki	0,96 „
„ Polski	0,68 „
„ Teksaski	0,60 „

Okazuje się więc, że asfalty naturalne posiadają w ogólności większą zawartość siarki, niż asfalty naftowe. Wyjątek stanowią asfalty naftowe z rop o podłożu asfaltowym, w których siarka występuje w większych ilościach. (Asfaly półn.-meksykańskie i pozostałości ropy trynidadzkiej, o której wiadomo, że występuje w bezpośrednim związku z naturalnym asfaltem trynidadzkim i pochodzi z tego samego terenu).

Twierdzenie *Marcussona* można więc uzupełnić w tym kierunku, że asfalty naftowe tembardziej zbliżają się do naturalnych, im wyższa jest w nich zawartość siarki.

Ilość substancji asfaltowej, istniejącej w poszczególnych ropach jest bardzo rozmaita, jak to wynika z poniższego zestawienia *Dammer-Tietzego*: tabl. 3.

Tablica 3.

Meksyk półn.	zawartość asfaltu	70 — 80 %
„ środ.	„ „	60 — 70 „
Venezuela	„ „	40 — 50 „
Kalifornia	„ „	20 — 30 „
Małopolska	„ „	10 — 20 „
Niemcy (Hannover)	„ „	10 — 20 „
Texas	„ „	10 — 20 „

Najbogatsze w asfalt ropy znajdują się na wybrzeżu meksykańskim, wśród których najcięższe znów ropy znajdują się na polach naftowych Panuco, Topila i Ebanó. Nieco lżejsze są ropy okręgów południowych, choć zawierają również znaczne jeszcze ilości asfaltu i związków siarkowych.

W okręgu półn. dobywa się ropę zawierającą do 80% sub-

stancji asfaltowej o ciężarze właściwym około 1,0, tak że można w tym wypadku mówić raczej o płynnym asfalcie naturalnym, niż o płynnej ropie naftowej.

Jako przykład takiej typowej ropy z okolicy Ebano można przytoczyć:

Tablica 4.

Ciężar właśc. przy 15°	0,994
Zanieczyszczenia mechaniczne i części nierozpuszczalne w benzolu	ślady
Woda i części mineralne	około 1%
Zawartość parafiny	ślady
„ siarki	5,16%
Przy destylacji przechodzi do 200°	4,8%
Od 200—300°	16,3%
Pozostałość asfaltowa powyżej 300°	77,1%
Ciężar właśc. pozostałości	1,029
Zawartość siarki w pozostałości	6,15%
„ parafiny	ślady

Z powyższych wywodów wynika jasno, jakie ropy nadają się do otrzymywania dobrych asfaltów naftowych. Należy jednak uwzględnić jeszcze szereg dalszych okoliczności, od których zależy jakość wyprodukowanego bitumu asfaltowego. W pierwszym rzędzie musimy wymienić tu metodę, według której odbywa się dystylacja ropy. Jeśli bowiem dystyluje się w sposób nieodpowiedni, w zwykłych kotłach, pod zwyczajnem ciśnieniem atmosferycznem, wówczas zachodzą niepożądane zmiany substancji bitumowej. Cała zawartość kotła ogrzewa się za długo do wysokiej temperatury, miejscami zachodzi lokalne przegrzanie, pozostałość w kotle ulega częściowemu skoksowaniu, na czem cierpi oczywiście lepkość i elastyczność asfaltu. W nowoczesnych rafinerjach dystyluje się też dlatego jedynie z wież dystylacyjnych, pracujących w wysokiej próżni przy pomocy pary wodnej, przyczem temperatura dystylacji jest znacznie niższa, a czas ogrzewania o wiele krótszy. Poza tem dystylacja jest ciągła, ropa znajduje się w ustawicznym przepływie, a lokalne przegrzanie jest niemal zupełnie wykluczone.

Te ulepszenia mają jednak tylko względną wartość, o ile

ropy nie przerabia się w fabrykach, których głównym celem jest otrzymywanie asfaltu naftowego. Jest oczywiste, że gdy asfalt jest tylko uciążliwą pozostałością przy otrzymywaniu innych produktów naftowych, które są najważniejszym objektem fabrykacji, cała uwaga i troskliwość skierowana jest na te produkty, a nie na bitum asfaltowy. Przeciwnie, właśnie przez wzgląd na nie staje się nieraz otrzymanie pierwszorzędnego asfaltu naftowego wprost niemożliwe, gdyż odpowiednie dostosowanie się do potrzeb rynku wymaga ciągłej zmiany sposobu fabrykacji tych produktów.

Wyjaśnia to dwa przykłady.

Jeśli rafinerja nastawiona jest w pierwszym rzędzie na fabrykację olejów smarowych różnego gatunku, to już zgóry byłoby nieekonomicznie przerabiać ropy o zawartości 75% asfaltu, gdyż ilość uzyskanego oleju byłaby za nikłą, pozatem dystylaty z tego surowca zawierałyby za dużo siarki, która wpływałaby niekorzystnie na ich wartość, a nawet uniemożliwiałaby produkcję pewnych olejów specjalnych. Takie rafinerje będą zatem zawsze wolały przerabiać ropy ubogie w asfalt i siarkę.

Jak jednak wyżej wspomnieliśmy, pozostaje wysoka zawartość asfaltu i siarki z jednej, a niska procentowość parafiny z drugiej strony w określonym stosunku do siebie. Pozostałości więc ropne z rafinerji, produkujących oleje smarowe, nie będą nigdy wykazywały tej samej jakości co asfalty naftowe, których produkcja z bogatych w asfalt i siarkę rop jest głównym celem specjalnie na to urządzonych zakładów.

Stosunki te charakteryzuje jeszcze wyraźniej dalszy przykład.

W ostatnich 30-tu latach zmieniły się zasadniczo wymagania rynku przetworów ropnych, jak to jasno ilustruje tablica 5:

Zużycie benzyny wzrasta więc stale, a ten wzrost zapotrzebowania nie został oczywiście pokryty przez przeróbkę rop o większej zawartości benzyn, ale przez zmianę metody dystalacyjnej. Stosunek poszczególnych frakcji można dowolnie zmieniać, o ile ropy nie dystyluje się w próżni, lecz poddaje rozkładowi (krakowaniu) w wysokiej temperaturze i pod znacznym ciśnieniem. Wysokomolekularne węglowodory ulegają przy-

tem rozszczepieniu, wydajność niskowrzących frakcyj wzrasta bardzo znacznie, podczas gdy ilość pozostałości zmniejsza się. Teoretycznie możnaby otrzymać jako pozostałość tylko nieco koksu naftowego. Niejednokrotnie otrzymuje się jako pozostałość krakową produkt, który jest co prawda za twardy i kruchy, by po sprzedawać bezpośrednio jako asfalt, ale który przez dodanie odpowiednich dystylatów (fluxów) daje się zbliżyć w swych zewnętrznych własnościach do asfaltu naftowego.

Tablica 5.

R O K	Ze 100 litrów ropy wyprodukowano.				
	Benzyna	Nafta	Olej gazowy	Oleje smarowe	Inne produkty
1899	13	58	14	7,5	7,5
1909	11	33	41	7,5	7,5
1919	25,5	16	49	5,5	4,0
1929	44	5,5	41	5,5	4,0

Aby zatem zabezpieczyć sobie dostawę odpowiedniego bitumu asfaltowego i uniknąć niemiłych niespodzianek, ustalono w wielu krajach produkujących i konsumujących asfalt, między innymi i w Polsce, przepisy normujące właściwości bitumów asfaltowych i stawiane im wymagania. Te prace normalizacyjne dokonuje się zazwyczaj przy współudziale władz, instytucji badawczych, zainteresowanych sfer budowlanych i przemysłu asfaltowego. W Niemczech obowiązują wydawane corocznie normy D. I. N. Nr. 1995 6 i przepisy Niemieckiego Związku budowy dróg. Polskie stałe normy są w opracowaniu przez D. I. B.

Analizując poszczególne wymagania znajdujące swój wyraz w normach można wyróżnić wśród nich dwie zasadnicze grupy: jedną, która obejmuje przepisy ustalone z punktu widzenia zastosowania asfaltu do danego celu i wskutek tego zmieniające się i drugą, zawierającą normy ogólnej oceny jakości bitumów asfaltowych, stałe dla wszystkich gatunków.

Do pierwszej grupy można zaliczyć: 1) punkt miękczania według *Kraemer—Sarnowa* lub metodą kuli i pierścienia, 2) penetrację i 3) punkt zestalenia. Stałe te pozostają w określonym stosunku do siebie i stanowią w rzeczy samej pewien miernik

lepkości i twardości. Każda forma zastosowania wymaga określonego bitumu, np. do powierzchniowego maziowania potrzeba miększego, do trwałych nawierzchni twardszego gatunku asfaltu, podobnie jak do nasycania surowej papy dachowej wymaga się miększych gatunków, niż do warstwy wierzchniej.

Ciągliwość stanowi poniekąd przejście do czystych norm jakościowych. Jeśli nawet to oznaczenie, będące miarą rozciągliwości zależne jest w pewnej mierze od stopnia twardości bitumów, o tyle że duktylność niskotopliwych gatunków musi być większa, niż wysokotopliwych, wykazują jednak wspomniane już doświadczenia *Suidy*, że wpływ parafiny na ciągliwość jest bardzo znaczny. Jeszcze wyraźniej uwidocznia się wpływ ten, skoro mierzy się ciągliwość nie tylko przy 25°, ale jak to przewidują normy austriackie (Oe, Norm C 9201) w różnych temperaturach.

Z pośród przepisów pozwalających ocenić jakość asfaltu zajmuje pierwsze miejsce oznaczenie parafiny. W Niemczech ustalono dla niej maximum 2%. Rozpuszczalność w organicznych rozczynnikach (SC_2 $CHCl_3$), ustalona na minimum 99,0% i zawartość popiołu maximum 0,5%, stanowią dalsze bardzo ważne kryteria, gdyż z ich pomocą można ustalić, czy bitum nie został przez nieodpowiednią dystalację spalony lub skoksowany. Szczególnie łatwo dadzą się tą metodą wykryć pozostałości krakowe.

Wkońcu należy wspomnieć o nie mniej ważnej metodzie badania, mianowicie o oznaczeniu straty na wadze po 5-cio godzinnem ogrzewaniu asfaltu do 163°. Z jej pomocą można łatwo zorientować się, czy do produkcji użyto ciągliwych, bogatych w asfalt rop, czy też twardych pozostałości asfaltowych z rop ubogich w asfalt, które zmiękczone następnie przez dodatek olejów fluksowych. Okazuje się to natychmiast, jeśli po wykonanej próbie odparowania oznacza się ponownie punkt zmiękczenia i ciągliwość. Właśnie te dwie stałe ulegają przy fluksowanych asfaltach, po ogrzaniu do 163° daleko idącemu zmniejszeniu.

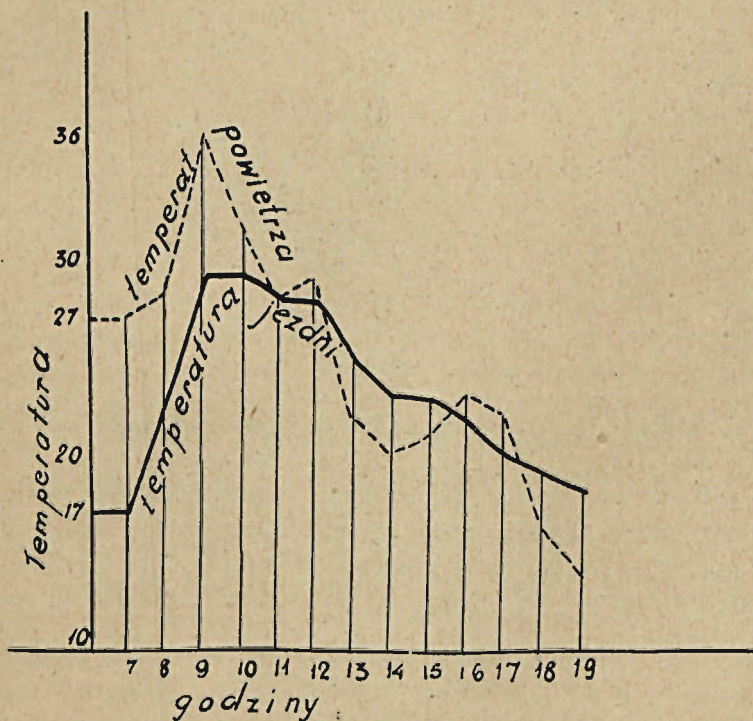
Normy, które tu opisano, dają odbiorcy znaczną rękojmię co do jakości dostarczonego asfaltu. W każdym razie upewnienie się co do pochodzenia użytego do robót asfaltowych bitumu, jest w wielu wypadkach uzasadnione i zwiększa gwarancję, że asfalt stosowany do budowy dróg odpowie też swemu zadaniu.

EDWARD LANGE.

KILKA SŁÓW O TEMPERATURZE POWIETRZA I JEZDNI PRZY POWIERZCHNIOWEM SMOŁOWANIU.

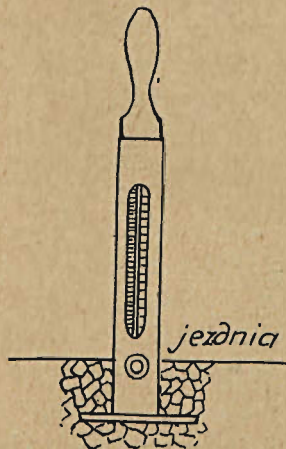
Wiadomem jest, że podczas powierzchniowego smołowania jezdni należy zachowywać ostrożność, ze względu na nocne przymrozki i przystępować do rozlania smoły, wtedy, kiedy temperatura, nie tylko powietrza będzie odpowiednią, ale i temperatura jezdni będzie przynajmniej 10° C. Odcinki zasmołowane przy temperaturze niższej od 10° C., trzymają się gorzej od odcinków, posmołowanych przy temperaturze, wyższej od 10° C.

Z załączonego rysunku Nr. 1, widać, iż krzywa temperatur jezdni, a temperatur powietrza różnią się i to mocno, w godzinach od 7 do 10, ta różnica dochodzi do 10° C. (7 rano po chłodnej nocy); od godziny zaś 11 i do 18 (kiedy zwykle ro-



Rys №1

boty kończą się) temperatura jezdni i powietrza mało różnią się, tak że temperatura powietrza, może być przyjęta i dla temperatury jezdni. Zniżenie temperatury (rys. Nr. 1) powietrza poniżej temperatury jezdni, od godziny 13 — 15, można tłumaczyć, zachmurzeniem nieba w tym czasie, wskutek czego temperatura powietrza obniżyła się. Z powyższego wynika, iż przystępując do robót rozpylania smoły, nie wystarczy przyjmować pod uwagę tylko temperaturę powietrza, ale trzeba zbadać i temperaturę jezdni, co robiłem zwykłym termometrem oprawionym w rurkę metalową (rys. Nr. 2). Robiło się mały dołek w jezdni i ustawiało się termometr w ten sposób, ażeby balonik rtęci był przysypany ze wszystkich stron, miałem z jezdni.



Rys. 2.

Badanie temperatur jezdni i powietrza były wykonane 22 i 23/VIII b. r. Jezdnia z tłucznia granitowego.

Również ujemnie na trwałość powierzchniowo posmółwanej jezdni, działa zimny grysik, temperaturę którego, po chłodnych nocach, trzeba zbadać i dopiero wtedy, gdy ta temperatura będzie nie niższa od 10° C. przystępować do robót.

INŻ. EUGENJUSZ CHOŁOD.

ZAMIANA SZARWARKU NA GOTÓWKĘ.

Ogólny kryzys gospodarczy nie mógł nie odbić się i w naszej pracy. Z jednej strony robocizna i materiały staniały, z drugiej zaś brak gotówki nie pozwala nie tylko na jakiegolwiek inwestycje ale nieraz i na niezbędną konserwację.

Jedynie szarwark w obecnych ciężkich czasach nie ucierpiał i pozwala nam w dalszym ciągu na tem polu skutecznie i owocnie pracować.

O ile dawniej byłem dużym przeciwnikiem szarwarku w dosłownem tego słowa znaczeniu, t. j. odrabianego w naturze, — obecnie po kilkuletniej pracy w tej gałęzi nieco zmieniłem zdanie. A na to złożyły się następujące przyczyny: szarwark był rzeczą u nas nową, robotnik nie był przyzwyczajony do należytego wykonania robót uważając, to za dobrowolne zło, o ile się tak wyrażę „zło konieczne”, — i robił jak z łaski. Brak było dawniej sił wykwalifikowanych do nadzoru nad temi robotami, a co najgłówniejsze nie znany był nawet termin „akord”. A więc: akord, nadzór techniczny i wciągnięcie się robotnika do pracy daje obecnie możliwość w dużych procentach racjonalniej szarwark wykorzystać.

Są jednak roboty na tych samych drogach które wymagają efektywnej gotówki; mam tu na myśli mosty i przepusty, oraz opłacenie nadzoru technicznego.

W ubiegłe lata część kontrybuentów spłacała należność szarwarkową gotówką, która szła na wyżej wspomniane cele. W tym roku pomimo znacznego obniżenia wartości opłaty jednego dnia roboczego (robotnik 1 zł. 50 gr. i furmanka jednokonna 4 zł. 50 gr.), chętnych do zamiany szarwarku na ekwiwalent pieniężny absolutnie brak i gminy znalazły się w ciężkiem położeniu. Natomiast nasze przepisy szarwarkowe nie pozwalają na przymusową zamianę szarwarku na gotówkę.

W jeszcze gorszej sytuacji w obecnym roku przedstawiają się roboty na drogach powiatowych i wojewódzkich. Budżet—budżetem, program robót — programem, a ponieważ w kasie niema pieniędzy i w najbliższym czasie nie będzie czem opłacić robotników. — żadnych robót się nie rozpoczyna. A czas idzie; najlepszy okres już poza nami.

Otóż trzeba było znaleźć jakieś wyjście z tej trudnej sytuacji, — a wyjście znalazło się przy połączeniu powyższych dwóch spraw w jedną.

Kontrybuent chce odrobić szarwark w naturze, gmina potrzebuje pieniędzy za szarwark, a Zarząd Drogowy musi wykonać roboty na drogach powiatowych i wojewódzkich nie mając również pieniędzy na opłacenie robotników.

Tytułem próby przeprowadzoną została następująca koncepcja: gmina występuje jako przedsiębiorca i umawia się z Wydziałem Powiatowym (Zarządem Drogowym) o wykonanie robót na drogach powiatowych względnie wojewódzkich akordowo od 1 m³ nawiezionej ziemi lub 1 m. b. odremontowanej drogi i robi te roboty akordowo swoim szarwarkiem, nie tracąc nic ani zyskując na tej kombinacji.

Rezultat próby okazał się zupełnie pomyślny. Trzy strony są zadowolone: robotnik swój szarwark odrobił, gmina uzyskała względnie uzyska za szarwark pieniądze, a Zarząd Drogowy część programu robót wykonał we właściwym czasie.

Dodać jeszcze muszę, iż Wydziałowi Powiatowemu roboty kalkulowały się nieco taniej, gdyż odpada w takich razach wydatek na stały nadzór techniczny.

INŻ. L. BOROWSKI.

„NASZE BOLĄCZKI”.

Pod powyższym tytułem znajdujemy w wydawanym przez „Polską Spółkę Akcyjną Dunlop Rubber Company S. A.” miesięczniku „Auto i Sport” (№ 14 — październik 1931) artykuł p. Aleksandra Junoszy.

Autor, jak wynika z treści artykułu, stawia sobie trzy zadania: pierwsze — to reklama opon „Dunlop”, drugie — unaczynienie czytelnikom niedołącznej i luksusowej gospodarki drogowej „naszych specjalistów” i trzecie — pouczenie odpowiednich czynników o tanich sposobach budowy i utrzymania dróg w Polsce.

Pierwsze zadanie — reklamę opon Dunlop — autor osiągnął łatwo zdaniem „częstokroć, pomimo ostrożnej jazdy i, *nawet*

opon Dunlop, tak bardzo elastycznych, (podkreślenie moje L. B.) każda nieomal podróż ujemnie odbija się na wozie"; czy to jest skuteczna reklama i ile da korzyści Polskiej Spółce Akcyjnej Dunlop — przesądzać nie mogę, bo tu miarodajnym będzie zdanie wydawcy miesięcznika; ja osobiście, na podstawie tego twierdzenia autora artykułu, muszę wierzyć, że opony Dunlop są dobre.

Aby uzasadnić drugie swoje twierdzenie, autor pisze: „Taki stan rzeczy trwa już 12 lat i trudno przewidzieć kiedy nastąpi zmiana na lepsze. Coprawda nie można odmówić dobrych chęci i zamiarów specjalistom, usiłującym z ramienia rządu doprowadzić do porządku szosy w naszym państwie. Ale z jakim skutkiem? Na pierwszym planie postawiono w roku ubiegłym odcinek Warszawa — Spała, jako szosę reprezentacyjną. Postanowiono ją wyrównać i wygładzić na kształt powierzchni lustrzanej. Zwieziono w tedy ogromne ilości kamieni, zbudowano normalną szosę i przystąpiono do t. zw. żwirowania i smołowania, co miało wywrzeć zbawienny wpływ na trwałość nawierzchni. Rezultat jednak nie okazał się taki, jak przewidywano. Miejscami coprawda szosa jest dobra. Ale miejsca te stanowią zaledwie jedną dziesiątą część całego odcinka. Obserwując w dalszym ciągu roboty szosowe, odnosi się wrażenie, że nasi specjaliści eksperymentują zajadle, wzbogacając wprawdzie swoją wiedzę (a nas ucząc — cierpliwości), ale kosztowne są to eksperymenty! Trzydzieści kilometrów żwirowania i smołowania odcinka Warszawa — Spała kosztowało 900.000 zł.! Jeżelibyśmy zaś dodali do tej sumy koszt budowy samej szosy, której kilometr przeciętnie kosztuje 40.000 zł., to otrzymalibyśmy piękną sumkę dwóch milionów złotych... Ale to nie wszystko! Trzyletnia obowiązkowa renowacja w zakresie ustawicznego żwirowania i smołowania wynosi 1.350.000. złotych. Razem więc wypada około trzech i pół miliona za 30 km! A gdzie reszta szos?”

W tej sprawie pozwolę sobie zabrać głos. W roku ubiegłym rzeczywiście przystąpiono do częściowego uporządkowania traktu Warszawa — Spała na odcinku Raszyn — Lubochnia, przez zastosowanie zwykłego powierzchniowego smołowania tych odcinków, które do tego się nadawały wskutek dostatecznej grubości jezdni i małych odkształceń, oraz tych, które w roku tym były przeznaczone do zwykłej renowacji; zwieziono nie „ogromne ilości kamieni”, a ilości zwykle używane przy zwyczajnej re-

nowacji szosy, nie „budowano normalnej szosy”, jak pisze autor, gdyż normalna szosa już od dziesiątków lat tam jest zbudowana, a wykonano zwykłą renowację — t. zw. pogrubienie odcinków, których jezdnia była starta i nie posiadała dostatecznej grubości i które niezależnie od smołowania musiałyby być pogrubione; co do zdania autora artykułu „przystąpiono do t. zw. zwirowania i smołowania”, to muszę się przyznać, że niestety nie rozumiem co autor miał na myśli pisząc te słowa; zwirowanie i następnie smołowanie jest stosowane na wielu drogach *gruntowych* w Ameryce, ale w Polsce jeszcze nie było stosowane, gdyż na naszych gruntowych drogach jeszcze do tego nie doszliśmy; na trakcie Warszawa — Spała, który jest drogą bitą, ten sposób nie mógł być stosowanym, gdyż byłoby to technicznie zupełnie nieracjonalne, co zresztą dla człowieka choć trochę obznajmionego z techniką drogową jest zupełnie zrozumiałem; każdy kto widział wykonywane roboty opisane przez autora artykułu i kto choć trochę zna sposoby konserwacji dróg bitych, zrozumie, że na trakcie Warszawa — Spała w roku 1930 było wykonywane zwyczajne, wszystkim znane, powierzchniowe smołowanie.

Co do kosztów tego smołowania, to autor artykułu koszt rzeczywisty 322.000 zł. — powiększył dowolnie do 900.000 zł., lecz niestety nie wskazał skąd czerpał te wiadomości.

W rzeczywistości koszt smołowania traktu Warszawa—Spała w roku ubiegłym wyniósł 322.000 zł. i za tę sumę na 34 kilometrach tego traktu wykonano 99.400 m² smołowania jednokrotnego i 63.300 m² smołowania dwukrotnego i koszt jednokrotnego smołowania jednego metra kwadratowego wyniósł 1 zł. 60 gr., a dwukrotnego 2 zł. 60 gr.; więc smołowanie jednokrotne 1 kilometra (przy 5 m szerokości) wynosi— $1000 \times 5 \times 1,60 = 8000$ zł., a dwukrotne $1000 \times 5 \times 2,60 = 13.000$ zł.

W roku bieżącym (1931) wysmołowano dwukrotnie (ogółem 42.500 m²) część kilometrów, które w roku zeszłym dostały jednokrotne smołowanie i jednokrotnie (91.700 m²) część kilometrów, które w roku zeszłym otrzymały tak jednokrotne smołowanie jak i dwukrotne; roboty 1931 r. kosztowały 187.800 zł. i koszt jednokrotnego smołowania 1 m² wynosił 1 zł. 20 gr., a dwukrotnego 1 zł. 90 gr.; dwa kilometry pomiędzy Raszynem a Nadarzynem nie były zupełnie smołowane w roku bieżącym,

gdyż zdecydowano tam wykonać jezdnie cięższego typu, oraz nie smołowano pozatem jeszcze siedmiu kilometrów tych, których stan nie wymagał tego po dwukrotnem smołowaniu w roku ubiegłym.

A więc dokończenie wykonania smołowania (doprowadzenie do dwukrotnego smołowania niektórych odcinków i trzykrotnego innych) i konserwacja całego odcinka długości 32 km kosztowały w roku bieżącym 187.800 zł.

Teraz możemy ustalić czteroletni koszt smołowanych odcinków jak to zrobił autor artykułu, który oznaczył ten koszt na $900.000 + 1.350.000 = 2.250.000$ zł. dla 30 kilometrów.

Pierwszy rok — dwukrotne smołowanie

2 zł. 60 gr. za 1 m², czyli $2.60 \times 5 \times 1000 = 13.000$ zł. za 1 km.

Drugi rok — jednokrotne smołowanie 1 zł.

20 gr. za 1 m², czyli $1.20 \times 5 \times 1000 = 6.000$ zł. za 1 km

Trzeci rok — drobne naprawy 1.000 zł. za 1 km.

Czwarty rok — jednokrotne smołowanie

1 zł. 20 gr. za 1 m², czyli $1.20 \times 5 \times 1000 = 6.000$ zł. za 1 km.

razem 26.000 zł. za 1 km.

zatem koszt roczny jednego kilometra wyniesie $26.000 : 4 = 6.500$ zł., co dla 30 km. za cztery lata wyniesie $30 \times 26000 = 780.000$ zł., a nie 2.250.000 zł. jak obliczył autor artykułu; różnica $2.250.000 - 780.000 = 1.470.000$ zł. stanowi dość dużą niedokładność.

Co się tyczy twierdzenia autora „Miejscami coprawda szosa jest dobra. Ale miejsca te stanowią zaledwie jedną dziesiątą część całego odcinka”, to śmiem twierdzić, że jednak 32 kilometry tej drogi, konserwowane zapomocą smołowania, są zupełnie dobre, a pozostałe 53 (niesmołowane) są rzeczywiście nierówne i uciążliwe dla szybkiego ruchu samochodowego (nawet na oponach Dunlop); wrażenie autora, że tylko dziesiątą część jest dobra powstało zapewne z tych powodów, że smołowane odcinki są rozrzucone i przeplatają się z niesmołowanemi, ale to jest spowodowane tem, że w zeszłym roku „nasi specjaliści” wysmołowali tylko te odcinki które do tego się nadawały i nie dążyli do tego, by wysmołować 32 kilometry pod rząd, co spowodowałoby dostarczenie dużych ilości kamieni na odcinki, których grubość była jeszcze dostateczna i pogrubienie ich byłoby pewnym luksusem; przerwy te miały być wykonane w roku bieżącym, lecz temu stanął na przeszkodzie brak środków.

Przytoczone dane stwierdzają, że „nasi specjaliści” na trakcie Warszawa — Spała nie „eksperymentowali zajadłe”, nie trwonili grosza, a wykonywali smołowanie odcinków szosy i to możliwie jaknajtaniej, nie pozwalając sobie na jakieś luksusowe sposoby. Czy nasi specjaliści drogowi zasługują na takie zarzuty, jakie stawia autor artykułu, może miarodajną odpowiedzią będzie zdanie człowieka, który zna te sprawy napewno nie gorzej od autora artykułu, kilkuletniego Ministra Robót Publicznych inż. J. Moraczewskiego, którego słowa pozwolę sobie przytoczyć.

Na Pierwszym Polskim Kongresie drogowym w Warszawie w 1928 r. ¹⁾ powiedział: „W dzisiejszych czasach posiłkować się musimy tak przy utrzymaniu jak przy budowie dróg wszelkimi technicznymi środkami, począwszy od zwykłej łopaty, skończywszy na laboratorjach chemicznych; studja nad wytworzeniem krajowego asfaltu, nad nowoczesnym piecem klinkierni i nad kształtem łopaty dróżnika, którą rozsypuje szaber na drodze. To są granice w których obraca się technika. Mam wrażenie, że na tem polu zrobiliśmy od czasu odzyskania niepodległości wielki postęp i mam wrażenie, że w tej dziedzinie praktycznej pracuje bardzo wiele mózgów ludzkich, mózgów inżynierów drogowych nad wyszukaniem sposobów by jak najekonomiczniej, jak najlepiej, jak najdoskonalej i najtrwalej ukształtować nasze polskie drogi. Patrząc, jako minister robót publicznych, na waszą pracę Panowie, spostrzegłem, że najwięcej ze wszystkich dziedzin powierzonego mi resortu postąpiliśmy w dziale dróg, że Panowie, którzy tutaj zebraliście się, stanowicie elitę ludzi, którzy nie przestali pracować mózgiem, którzy ciągle wysilacie swoje umysły nad udoskonaleniem dróg. — Nie mówię tego jako komplement, nigdy nie zwykłem nikomu komplementów mówić, przeciwnie większą satysfakcję mi sprawia, jeśli mogę mówić grubijństwa. — Niestety! Panom nie mogę grubiaństw prawić, gdyż byłoby to niesprawiedliwością”.

A na Drugim Polskim Kongresie drogowym w Poznaniu w 1929. tenże Minister Moraczewski mówi: ²⁾

¹⁾ Prace Pierwszego Polskiego Kongresu drogowego 1928. — Warszawa, strona 11.

²⁾ Prace Drugiego Polskiego Kongresu drogowego w Poznaniu 1929. Warszawa — 1929 — strona 7.

„Stan dróg nie jest dobry dla nas inżynierów, jak również nie odpowiada tym wymaganiom, jakie życie i ludność tym drogom stawia. Gdy patrzymy na nasze drogi, to chwilowo człowieka ogarnia uczucie beznadziejności. Kawalek — to kręgielnia I klasy, kawalek — to ospa II klasy, a kawalek trzeci — X klasy. I kiedy na ten trzeci najgorszy kawalek zwozi się kamień, zanim się kamień rozsypie, to z kręgielni robi się ospa, a z ospy wytwarza się X klasa. W ten sposób wytwarza się stan beznadziejny. Skarb Państwa nie jest w możności w dzisiejszym stanie dostarczyć środków na drogi w takiej wielkości, jakby życie tego potrzebowało, jak życie tego wymaga. Stąd jest ta trójpolowa gospodarka. I stąd to uczucie beznadziejności. Ale znika wszelki pesymizm z chwilą, kiedy człowiek widzi przed sobą nasz korpus inżynierów drogowych, którym życie stawia wymagania niezmiernie wysokie, niezmiernie wielkie. Nie jest sztuka, gdy się ma pieniądze utrzymać i budować drogi, a sztuka jest to czynić kiedy się pieniędzy niema. I tej sztuki społeczeństwo od was inżynierów drogowych wymaga. I musicie Panowie wytężyć mózg, ażeby intelektem braki kapitału wynagrodzić. Musicie łamać sobie głowy, aby małymi środkami wybudować najlepsze drogi. Jest to zagadnienie jakie nie stoi w takim stopniu i takiej mierze przed żadnym inżynierem drogowym w świecie. Pesymizm znika, gdy się obserwuje postęp jaki jest zrobiony, gdy się widzi korpus inżynierów przesiąknięty chęcią pracy dla społeczeństwa i miłością dla ojczyzny, gdy się widzi wysiłki, zmierzające do tego, aby wydobyć z siebie wszystko, żeby ten odcinek pracy wykonać bez zarzutu i małą ilością środków osiągnąć najlepsze rezultaty, gdy się jest świadkiem wysiłku umysłów pracujących niezmiernie na tem, jak sprostać nowym zadaniom dziś, kiedy ruch przeszedł z wozowego na samochodowy”.

Trzecie zagadnienie — pouczenie o tanich sposobach budowy i utrzymania dróg, autor rozwiązał dość prosto, przytaczając takie rozumowanie: „Roztrząsając powyższe zagadnienie, należy zwrócić uwagę na czynnik, zdaniem mojem, niezmiernie ważny i podrażający koszt budowy i renowacji każdego odcinka szosowego. Czynnikiem tym jest kamień, zwykły polny ka-

mień. Cena kamieni waha się, zależnie od okolicy i dostawy, od 14 do 28 zł., a nawet więcej za 1 m³. Ponieważ na 1 km. nowej szosy potrzeba tysiąc m³ kamienia, więc biorąc średnią arytmetyczną 22 zł. za m³, otrzymamy sumę 22.000 złotych. Tyle kosztuje sam materiał! Jeżeli zaś weźmiemy pod uwagę renowację szosy, którą należy przeprowadzać co 2 — 3 lata, używając za każdym razem 500 m³ kamienia, zorjentujemy się łatwo, jak wielkie sumy pochłania ów mały polny kamień, przywożony przez poczciwych „kmiotków” na szosę. Za czasów okupacji niemieckiej, każdy chłop obowiązany był corocznie przywozić bezpłatnie pewną ilość kamieni na szosę. Gdyby to mogło znaleźć zastosowanie obecnie, niesłychanej wysokości sumy pozostałyby w kasach państwowych, stwarzając szerokie możliwości gruntownej naprawy i konserwacji wszystkich szos w Polsce. Kamień, jako taki, jest dla chłopu bezwartościowy. Wyrzuca go z pola, bo mu orać przeszkadza. Wyrzuca go z podwórza, bo mu zabiera miejsce”.

Pomijając już to, że średnia arytmetyczna 14 zł. i 28 zł. stanowi 21 zł., a nie 22 zł. jak chce autor, i że tylko na połowie obszaru Polski jest kamień narzutowy, więc bezpłatna dostawa kamienia polnego nie stworzyłaby „szerokich możliwości gruntownej naprawy i konserwacji wszystkich szos w Polsce”, przytoczone rozumowanie autora artykułu należy uznać za dość proste, ale ryzykowne, a szczególnie na łamach pisma sportowego, bo może nasunąć refleksje, że panowie sportowcy chcą jeździć po drogach gładkich, aby koszty tego sportu możliwie zmniejszyć i szybkość jazdy możliwie zwiększyć, ale kosztem „poczciwego kmiotka”; „każdy chłop” wzdycha autor „za czasów okupacji niemieckiej obowiązany był corocznie przywozić bezpłatnie pewną ilość kamieni na szosę” i „gdyby to mogło znaleźć zastosowanie obecnie” to sprawa taniego utrzymania szos byłaby rozwiązana; — znowuż nasuwa się refleksja dlaczego tylko „chłop” a nie ziemianin, który też posiada grunty i też zapewno mu kamień tylko przeszkadza.

Pewno, że gdyby można było zastosować taki prosty sposób dostarczania kamieni, to nie tylko „niesłychanej wysokości sumy pozostałyby w kasach państwowych” ale też znaczne sumy pozostałyby w kasach sportowców samochodowych.

Czy jednak takie załatwienie sprawy może być brane po-

ważnie? „Pocziwy kmiotek” opłaca podatki drogowe i nieznacznie niszczy drogi, bo te odcinki na których renowacje „należy przeprowadzać co 2 — 3 lata, używając za każdym razem 500 m³ kamienia”, przed zjawieniem się samochodów wymagały renowacji co 8 — 10 lat, i tego co płacił „pocziwy kmiotek” najzupełniej wystarczało na utrzymanie drogi; rozwój automobilizmu zmienił kardynalnie warunki i stworzył konieczność renowacji co 2 — 3 lata; a więc samochód jest tym czynnikiem, który nadmiernie niszczy drogi i dlatego samochód musi brać udział w kosztach utrzymania dróg, co i znalazło swój wyraz w ustawie o Państwowym Funduszu drogowym; wiemy wszyscy jak wrogo samochód sportowy i niesportowy ustosunkował się do tej ustawy i jak energicznie sprzeciwia się opłatom — opłatom w zasadzie zupełnie słusznym; łatwiej oczywiście koszty utrzymania dróg przerzucać na „pocziwego kmiotka”, ale to już się nie da zrobić, gdyż po tej drodze żadne z państw nie poszło i nie mogło pójść.

Kończąc, muszę zaznaczyć, że naszymi bolączkami nie jest smołowanie dróg, nie jest niemożliwość powrotu do takich warunków, jakie były „za okupacji niemieckiej”, ale prawdziwymi bolączkami w sprawach drogowych są niektóre elaboraty i artykuły pisane przez ludzi, którzy w prasie, mającej zupełnie inne cele i zadania, poruszają sprawy zupełnie im nieznanne i artykułami temi stwarzają w społeczeństwie nastroje i pojęcia, które bynajmniej nie sprzyjają rozwiązaniu i tak trudnych zadań gospodarki drogowej; a że gospodarka ta jest trudna niech tego dowodem będą chociażby następujące cyfry zaczerpnięte z październikowego numeru (Nr. 77 — 1931). „Bulletin de l'association internationale permanente des congrès de la route”: wydano na 1 km. drogi państwowej w 1928 r.

w Polsce — 1780 zł.

Czechosłowacji — 6863 zł.

Austrii — 7700 zł.

Niemczech — 8900 zł.

BIBLIOGRAFJA

Inż. Emil Bratro, Profesor Politechniki Lwowskiej. *Budowa i utrzymanie dróg*, podręcznik dla średniego personelu drogowego. Wydanie drugie 1932. Lwów—Warszawa, nakładem Księgarni Polskiej Bernarda Połonieckiego.

Około 10 lat temu zjawilo się I-sze wydanie książki prof. E. Bratro i wypełniło dotkliwą lukę drogowego piśmiennictwa polskiego, gdyż w owym czasie zupełnie nie było podręcznika Budowy i utrzymania dróg o poziomie średnim.

I-sze wydanie w chwili obecnej zostało wyczerpane zupełnie co dowodziło o potrzebie i wartości tej książki.

II-gie wydanie ukazujące się prawie w 10 lat po pierwszym uwzględniło wszystkie zdobycze techniki drogowej za ostatnie lata i dlatego bardzo różni się zarówno pod względem objętości, jak treści.

Jest to obecnie duży tom o 424 stronach druku z dużą ilością rysunków i kilkom tablicami. Uwzględnione zostały w nim wszystkie najnowsze i obowiązujące przepisy Ministerstwa Robót Publicznych.

Na podkreślenie zasługuje rozszerzony bardzo rozdział o budowie nawierzchni drogowych, podający w zwięzłej formie wiadomości o sposobach budowy i utrzymania wszelkiego rodzaju nowoczesnych nawierzchni; jedynie może działa o budowie i utrzymaniu dróg gruntowych (autor nazywa je „ziemnemi”) jest traktowany za pobieżnie, mimo że te drogi w Polsce długo jeszcze będą grały poważną rolę.

Terminologia, użyta przez autora jest nieco odmienna od terminologii jaka się utarła na terenie b. Kongresówki, co zresztą nie pomniejsza wartości książki; to też pilną się staje sprawa ujednostajnienia spraw terminologii drogowej, którą przeprowadza Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice, przy pomocy swoich członków, do których należy również Sz. Autor.

Nowe dzieło prof. E. Bratro należy powitać z uznaniem i cieszyć się że uboga literatura drogowa polska wzbogaciła się o jedno poważne dzieło.

M. Nestorowicz

PRZEGLĄD TECHNICZNYCH CZASOPISM ZAGRANICZNYCH.

(wrzesień 1931)

Mosty.

1. *Annales des ponts et chaussées*, (III—1931 mai—juin) Inż M. Lazard, *Naprawa luków w moście żelazobetonowym metodą wpryskiwania betonu pod ciśnieniem*. (10 str. + 13 rys. + 3 fot.).

Most „Magdaleny” w Nawtes na Loarze łukowy żelazobetonowy o 3 przęsłach (45,0 m + 67,0 m + 45,0 m), fundowany na kesonach. Zaznaczyć trzeba, że most jest tylko z wyglądu łukowym, gdyż statycznie jest to most

wspornikowy (środkowy „łuk” składa się z 2 wsporników po 27,25 m i części zawieszanej o długości 12,00 m). Mieszanka betonu składała się z 800 l tłuczni, 400 l piasku z Loary i 350 kg cementu. Po zdjęciu deskowania okazało się, że betonem zostało niepokryte dolne uzbrojenie, które się składało z 3 rzędów (licząc w kierunku pionowym) żelaz o średnicy 50 mm. Jako przyczyny tego autor podaje wadliwy projekt, polegający na zbyt niemiernym nagromadzeniu uzbrojenia, które stanowiło objętościowo 22,7% objętości łuku i użycie zbyt grubego żwiru.

Z obszernego opisu, w którym autor szczegółowo wyjaśnia w jaki sposób starano się zaradzić złemu, można wyciągnąć wniosek, że poprawić zły wynik betonowania jest zadaniem b. trudnym, a przede wszystkim rzeczą b. kosztowną, szczególnie w wypadku, gdy niema się do dyspozycji specjalnych aparatów do wstrzykiwania betonu pod ciśnieniem. Oprócz tego artykuł autora stanowi jeszcze jedno potwierdzenie prawdy, znanej tylko starym praktykom, a mian., że jeżeli w budowie następuje nieprzewidziany a przytem niepożądany wypadek, wtedy przy naprawie są bez znaczenia i do niczego wszystkie sposoby, które a priori wydają się zupełnie logiczne i racjonalne.

(St. Kr.)

2. Annales des ponts et chaussées. (1931 + III mai — juin). Inż. H. L a n g. *Wytrzymałość zamkniętego prostokąta, poddanego działaniu sił prostopadłych do jego powierzchni.* (15 str. + 3 rys.).

Studjum teoretyczne bez przykładu liczbowego, w którym autor określa punkty stałe przy deformacji oraz ustala właściwą rolę, jaką ma zginanie i skręt w słupach i poprzecznicach.

(St. Kr.)

3. Der Bauingenieur Nr. 37. Inż. K l o s e (Duesseldorf). *Most żelazobetonowy na rz. Lahu pomiędzy Niewern i Fachbach.* (2½ str. + 4 rys. + 2 fot.).

Most łukowy, trójprzegubowy, o rozpiętości 58,40 m. szerokości jezdni 5,00 m i 2 chodniki po 1,00 m. Długość mostu po pokładzie (z estakadami dojazdowymi) 101,48 m. grubość w kluczu 1,00 m i dochodzi 1,35 m na oporach. Licząc na skurcz betonu, w kluczu podwyższono rusztowanie na 0,18 m. Max. parcia poziomego określono na 396,0 t. Max. ciśnienia na grunt 3,5 kg/cm².

(St. Kr.)

4. Der Bauingenieur Nr. 37. Dr. Inż. E r i c h F r a n k (Berlin). *Konkurs na projekt masywnego stropu mieszkaniowego.* (3 str. + 11 rys.).

Rozstrzygnięto konkurs, ogłoszony w lecie 1930 r., przyczem pierwszej nagrody nie przyznano nikomu, natomiast pomiędzy nagrodzonymi projektami spotykamy typy przekryć powszechnie używane wszędzie, a więc i u nas. Autor tłumaczy ten fakt tem, że nagradzano wzorowe opracowanie nadesłanego projektu.

(St. Kr.)

5. Der Bauingenieur Nr. 38. Inż. G e r h a r d S u e s z (Berlin). *Uproszczony sposób określania punktów stałych i wartości przejściowych w sztywnych ramach wieloprętowych.* (4 str. + 2 rys. + 3 wyk.).

Jest to skrócenie przybliżonej metody, zaproponowanej przez prof. B e l i a k o w a. W artykule na liczbowym przykładzie podano porównanie z metodą

Suter. Strassnera* (b. rozpowszechnionej w Niemczech). Rezultaty różnią się o jakieś 2 do 5%. Metodę autora można zarekomendować przy obliczeniu szkieleatów żelazobetonowych. (St. Kr.)

6. Der Bauingenieur Nr. 38. Prof. Dr. Inż. Max Mayer (czasowo w Moskwie). *Zastosowanie gotowych części konstrukcyjnych w budownictwie żelazobetonowym w Rosji.* (1 str.)

Powzięte w bardzo szerokiej skali, lecz zdaniem autora, dotychczasowe pozytywne rezultaty są nader nikłe. Do największych trudności należy dostawa ich na miejsce budowy — latem samochodami, a w zimie saniami, przytem autor z goryczą rzuca uwagę, że staranne obchodzenie się nie leży w obyczajach tamtejszego personelu robotniczego, gdyż autorowi znany jest wypadek takiej budowy, gdzie złom stanowił 7%. Nie ulega wątpliwości, że przy użyciu gotowych części osiąga się znaczną oszczędność w deskowaniu, uproszczenie i skrócenie czasu roboty, lecz jednakże nie udało się ustalić wyrobu tych części jako osobnej gałęzi przemysłu. Dopiero dłuższe doświadczenie musi pokazać czy jest racjonalnym tego rodzaju system, przy którym dostarcza się na miejsce budowy gotowe wyroby o cienkich ściankach, zabetonowywanych dopiero na miejscu przeznaczenia. (St. Kr.)

7. Der Bauingenieur Nr. 38. Inż. E. Ringwald. *Badania betonu w Ameryce Północnej.* (1½ str.)

Autor podaje sprawozdanie ze zjazdu, odbytego w Milwaukee związku American Concrete Institut (A. C. I.). Ważniejsze postulaty zjazdu streszczają się do nast. danych.

1) Trwałość betonu. Na zasadzie badań, przeprowadzonych nad wieloma setkami budowli, które rozciągnięto na stan ich obecny, sposób wykonania i konserwacji. A. C. I. zaopiniował, że niektóre budowle pomimo ciężkich warunków istnienia zachowują się bez zarzutu, natomiast inne znajdują się w stanie b. poważnego uszkodzenia. Jako przyczynę tych uszkodzeń A. C. I. wskazuje: wady przy samem wykonaniu, nadmiar wody przy betonowaniu, wadliwie rozłożone szwy dylatacyjne i t. d. Główną przyczyną jest jednakże porowatość betonu. Pozatem A. C. I. uważa za wskazane wygłosić ostrzeżenie, że dzisiejszy beton zdaje się być daleko więcej przepuszczalnym i mniej trwałym, niż beton z przed lat 10. Nadzwyczaj rozpowszechnione przytrzymywanie się ściśle do przepisów wytrzymałościowych stwarza niebezpieczny precedens tego rodzaju, że wymagania przepisów wytrzymałościowych bierze się zupełnie błędnie za probierz wytrzymałości betonu, tymczasem wysoka wytrzymałość nic niema wspólnego z trwałością konstrukcji.

2) Próbkki betonu wykonane w 1910 r. i przechowywane na powietrzu i pod wodą wykazują wzrost wytrzymałości przez te 20 lat mniej więcej proporcjonalnie do logarytmu wieku. Próbkki betonu 1:2:4 od 140 kg/cm² po 28 dniach osiągnęły 350 kg/cm² po 20 latach.

3) Ustalono klasyfikację betonów w/g ich wagi:

beton o wadze	2400 kg/m ³ i więcej	— b. ciężki
"	od 2000 do 2400 kg/m ³	— ciężki
"	" 1600 " 2000	" — średni
"	" 1200 " 1600	" — lekki
	< 1200	" — b. lekki

Lżejsze betony otrzymuje się przez dodanie Haydite'u (przeżarzona glina) prof. Richart i prof. Jensen na zasadzie licznych doświadczeń doszli do przekonania, że i w tych Haydite-betonach ilość wody odgrywa poważną rolę, lecz spólczynnik sprężystości tych betonów przy zarobie piaskiem naturalnym ma wartość 75%, a przy zarobie samym Haydite'm tylko 55%, spólczynnik sprężystości betonu wytworzonego przy pomocy naturalnego piasku i żwiru.

Po szczegóły odsyłamy do Journal of the American Concrete Institute (kwietniowy zeszyt 1931). (St. Kr.)

8. Die Bautechnik № 41. Inż. B. Loser (Drezno) *Gospodarcze i konstrukcyjne znaczenie podwyższenia dopuszczalnych norm w żelazobetonie* (1 str.+2 rys.+2 tabl.)

Jest to krytyka dzieła Dr. Inż. H. Olsen'a (Monachjum) b. pożytecznego dla projektujących konstrukcje żelazobetonowe pod tyt. Die wirtschaftliche und Konstruktive Bedeutung erhöhter zulässiger Beanspruchungen für den Eisenbetonbau (Berlin 1928). Okazuje się, że dla jednej i tej samej belki o stałych wymiarach np. 12,0 cm. wysokiej i 15,0 cm szerokiej przy wzrastającym procencie uzbrojenia nadzwyczaj silnie wzrasta wytrzymałość betonu na ciągnięcie—np. dla zwykłego portland cementu przy uzbrojeniu żelazem o średnicy 10 mm. przy wzroście uzbrojenia od 0 do 3,14% wytrzymałość betonu na ciągnięcie wzrasta od 47,2 do 71,2 kg/mm². Jeżeli rozpatrywać podwyższenie dopuszczalnego ciśnienia w betonie lub rozciągania w żelazie lub też obydwuch tych wielkości jednocześnie, to okaże się, że przez to osiąga się nawet dość znaczne korzyści pod względem gospodarczym, co w pracy Dr. Olsen'a ujęte jest w liczne tablice i wykresy. (St. Kr.)

9. Die Bautechnik № 42. (Komunikat) *Nowy most portowy w Montrealu* (2 str.+4 rys.+2 fot.)

Ukończony w początkach b. r. posiada razem z dojazdami łączną długość 3200 m., z czego 2600 m przekryto wyłącznie zapomocą konstrukcji stalowej. W przekroju poprzecznym w środku znajduje się jeznia dla ruchu samochodowego o szerokości 11,25 m. i po bokach po jednym torze kolejowym. Poza więzarami kratowymi pomieszczono z obydwuch stron chodniki 1,52 m. w ten sposób szerokość ustroju niosącego od osi do osi więzarów głównych wynosi 20,27 m i wysokość mostu, mierzona od osi do osi pasa górnego i dolnego równa się 16,46 m. Ponad rzeką most jest trzyprzęsłowy, wspornikowy, przyczem część zawieszona w środkowym przęśle o długości 114,45 m i wsporniki z obydwuch stron mają długość 109,50 m—wobec czego rozpiętość w świetle 3 przęseł wynosi 128,00+334,37+128,00 m. Wieżary główne mają wysokość nad filarami 49,40 m. a zawieszona część ma wysokość 16,47 m. Prawy filar spoczywa na kesonie całkowicie stalowym o wymiarach 38,95 m przez 15,40, waga kesonu 1030 t. zapuszczony na 18,30 m głęboko. Tonaż całości 29000 t. (St. Kr.)

10. Beton und Eisen № 16 Inż. A. Pucher (Graz) *Obliczenie przekrojów przy zginaniu i mimośrodowem ściskaniu* (2¹/₂ str.+8 rys.+2 tabl.)

Autor rozwiązał powyższe zadanie w sposób najogólniejszy, t. j. dla

dowolnego przekroju o jednej osi symetrii. Zaznaczamy, że pomimo obszernej literatury w tej kwestji jednakże ogólnego rozwiązania dotychczas nie było.

(St. Kr.).

11. Beton und Eisen № 16. Dr. Inż. R. Abdank. *Uproszczona metoda obliczenia uzbrojenia belek żelazobetonowych przeciw siłom ścinającym* (1/2 str.).

Jako punkt wyjścia posłużył autorowi mało znany praktykom fakt, że uzbrojenie przeciw siłom ścinającym ma bezpośredni związek z uzbrojeniem podłużnym na zasadzie następującej: pomiędzy dwoma przekrojami belki, licząc w kierunku pionowym, wielkość uzbrojenia dla sił ścinających jest równą różnicy uzbrojenia podłużnego pomiędzy temi przekrojami, przyczem warunkiem nieodzownym jest, żeby w rozpatrywanym odcinku pomiędzy przekrojami siła poprzeczna nie zmieniła znaku. Wobec powyższego całkiem zbędnymi są zwykle używane konstrukcje dla rozmieszczenia uzbrojenia dla sił ścinających.

Autor podaje dowodzenie powyższego twierdzenia, lecz bez zastosowania liczbowego.

(St. Kr.)

12. Beton und Eisen Nr. 17. E. Huuke (Tientsin—Chiny). *Tablice momentów dla stropów grzybkowych, obliczone według przybliżonej metody dr. inż. Marcus'a* (6 str. + 2 rys. + 6 tabl.).

Są to tablice pomocnicze, gdyż liczenie przybliżoną metodą dr. inż. Marcus'a zabiera b. dużo czasu z powodu konieczności przyjęcia zgóry wymiarów poszczególnych części, a w razie nieodpowiedniego wyboru wymiarów cały rachunek (dość żmudny) trzeba powtarzać kilkakrotnie.

(St. Kr.).

13. Beton und Eisen Nr. 17. Inz. P. Podgajetz (Darmsztadt). *Obliczenie stropów grzybkowych zapomocą ram zamiennych* (5 str. + 8 rys. + 3 tabl.).

Nowe niemieckie przepisy (1931 r.) nie zawierają przybliżonych formuł dla stropów grzybkowych, jak to miało miejsce w przepisach z 1925 r. Według § 26 p. 2 stropy grzybkowe oblicza się jak belki ciągle na sprężystych oporach, albo jak ramy wielopiętrowe. Tego rodzaju ramy należy obliczać tak, żeby na momenty wpływały momenty zamocowania wyższego i niższego piętra. Poprzecznymi prętami takiej ramy będą same stropy grzybkowe. Wszystkie znane w literaturze przybliżone sposoby obliczenia ram wielopiętrowych nie uwzględniają specyficznego charakteru takiej ramy zamiennej, o której mowa była powyżej, gdyż we wszystkich tych metodach dla ram ciągłych lub wielopiętrowych wielkość momentu bezwładności dla poprzeczki jest stałą. Dopiero metoda Marcus'a uchwyciła rachunkowo zmianę momentów bezwładności w stropie grzybkowym. Omawiana praca autora ma na celu przy przyjęciu zasadniczych założeń Marcus'a ustawienie takich równań sprężystości, które by umożliwiły bezpośrednie zastosowanie ich przy wszel-

kich grubościach płyt, a nawet przy wszelkich wypadkach, jakie mogą się wydarzyć w praktyce budowlanej. Liczbowe przykłady ilustrują metodę autora.

(St. Kr.).

14. Beton und Eisen Nr. 18. Dr. Inż. F. Wingerter (Mannheim). *Uproszczenie obliczeń statycznych konstrukcji żelazobetonowych* (1 str.).

Nawiązując do wezwania, opublikowanego w styczniowym numerze Beton und Eisen przez Inż. H. Fuchs'a (Drezno), ażeby możliwie uprościć statyczne obliczenia zapomocą unormowania wielu wymiarów części budowli żelazobetonowych, autor przeciwstawia się temu żądaniu jaknajkategoryczniej, gdyż zdaniem jego, uproszczenia mogą przyjść tylko wtedy, gdy rozpowszechni się używanie gotowych wyrobów części budowli żelazobetonowych, na co jeszcze trzeba chwilowo poczekać, a do tego czasu statyk powinien mieć zupełnie wolną rękę, gdyż tylko po za wszelkim znormalizowaniem może zaznaczyć swą twórczą działalność i wykazywać swe walory pod względem technicznym, gospodarczym i organizacyjnym. Jeżeli co ma być ściśle znormalizowanym w budownictwie żelazobetonowym, to tylko kontrola robót. Poza tem autor widzi obfite źródło ułatwienia i potanienia kosztów obliczenia statycznego, jeżeli raz na zawsze porzuci się manję zmieniania projektu w czasie budowy i przestanie się przystępować do budowy z niedokończonym i nieprzemyślanym projektem, jak to się powszechnie praktykuje w Niemczech.

Ostatnie wynurzenie autora jest tem dla nas cenne, że my, statycy, dotychczas myśleliśmy, że tego rodzaju stosunki, szczególnie w budownictwie lądowym, są czysto polską specjalnością.

(St. Kr.).

15. Beton und Eisen Nr. 18. Prof. Dr. Inż. F. v. Emperger (Wiedeń). *Specjalne warunki kontroli robót żelazobetonowych* (1/2 str.).

Autor omawia przez siebie nowo wprowadzone warunki dla kontrolowania betonowania przy dużych robotach, przyczem krytycznie zapatruje się na wyniki jakie dają próbki sześciennie, zarzucone całkiem w U. S. A., gdzie wyłącznie są w użyciu próbki walcowe. Jednakże tym ostatnim autor przeciwstawia daleko lepszy sprawdzian w postaci belek kontrolnych. Przy ostatniej większej budowie autor ustalił następujący sposób kontroli robót przy betonowaniu. Każdy drugi roboczy dzień przeznaczają się na dokonanie prób, czyli razem 3 dni w roboczym tygodniu. Z tych 3 dni w jednym z nich wykonywa się belkę kontrolną, stanowiącą rodzaj experimentum crucis, i którą łamie się w takimże dniu następnego tygodnia, a więc po 7 dniach. Ta 7 dniowa wytrzymałość ma wynosić 70% 28 dniowej wytrzymałości. W razie jakiegos niedoboru natychmiastowo ustala się niezbędną do usunięcia przyczynę rego niedoboru. Po 28 dniach ponowna próba, i jeżeli przez ten czas nie nabiegnie 33,3% wytrzymałości do poprzedniej niedostatecznej wytrzymałości, przedsiębiorca nie otrzymuje żadnego wynagrodzenia za całą kubaturę betonu, którą owa niedostateczna próba obejmuje. Sam autor przyznaje, że tego rodzaju warunki są b. ostre, lecz, zdaniem autora, powyższe warunki mają tę dobrą stronę, że do wielkich robót w Austrii będą przystępowały tylko poważne i solidne firmy, i że takie warunki raz na zawsze

odstraszają od stawiania do przetargów wszelkich paskudziarzy (schädigende Schmutzkonkurrenz). (St. Kr.)

16. Die Elektroscheweissung Nr. 9. Fritz Merkel (Lipsk). *Krytyczne uwagi nad przepisami dla konstrukcji spawanych według DIN 4100* (4 str. 7 rys.).

Autor głównie poddaje krytyce tę część przepisów, która odnosi się do żądań przez władzę budowlaną sprawności spawaczy stawiając tezę, żeby troskę o sprawność spawaczy przenieść z nadzoru budowlanego na przedsiębiorcę. Argumentacja autora na korzyść stawianej przez siebie tezy sprowadza się do porównania ze stosunkami, istniejącymi przy konstrukcjach nitowanych: jeżeli odbiorcza komisja odrzuca jakiś nit, to przecież nikomu w takim wypadku nie przyjdzie do głowy winić za źle wykonany nit robotników, którzy go wykonali, czyli, że stosunek jest rzeczowy, ale nie personalny. Drugim ważkim argumentem autora jest to, że nadzory budowlane nie wszędzie posiadają tak wyszkolony w spawalnictwie personel, by przepis urzędowy wkładał jeszcze obowiązek nadzorowi budowlanemu stwierdzanie sprawności spawaczy. Wywody autora zmierzają do tego, żeby przy odbiorze konstrukcji spawanej stosować metodę odbioru samej konstrukcji, a bynajmniej nie wadzać się w stwierdzanie zdolności i kwalifikacje poszczególnych spowaczy tembardziej, że wiedza techniczna w dziedzinie spawania posunęła się już w każdym razie w tym stopniu, że zupełnie możliwym jest wydanie sądu (jak w zespołach nitowanych) o samej robocie co do dobroci jej wykonania. Naszem zdaniem, wywody autora nie są pozbawione dużej dozy słuszności. (St. Kr.)

17. Die Elektroscheweissung Nr. 9. Dr. Inż. Otto Mies (Hamburg). *Próby na zginanie przy konstrukcjach spawanych* (7 str. + 8 rys. + 7 fot.).

Artykuł ma na celu wykazanie, jakie znaczenie mają otrzymane przy próbie na zginanie tego rodzaju wielkości, jak kąt zgięcia, wielkość zgięcia, naprężenie przy zgięciu i jak należy oceniać tego rodzaju wielkości przy próbkach spawanych i niespawanych. Oprócz tego autor wykazuje zasadniczą różnicę, jaka zachodzi pomiędzy zdolnością do przenoszenia zmiany formy przy zginaniu pomiędzy materiałami spawanymi i samym materiałem spawającym.

W ostatecznym wniosku autor wypowiada zdanie, że za pomocą prób na zginanie możemy się przekonać tylko o podatności do zginania całego połączenia, jako elementu budowlanego, ale bynajmniej nie można nie wnioskować o tej podatności samej spoiny, jako materiału budowlanego. Samą spoinę mogą charakteryzować wyłącznie próby na rozerwanie, które jednocześnie określają zginania podłużne miejsca spawanego, jako złącza. (St. Kr.)

18. La Génie Civil Nr. 12. Prof. J. E. Ribeira (Madryt). *Most żelazobetonowy w Sewilli* (3 str. + 5 rys. + 3 fot.).

Projekt tego mostu był przedmiotem konkursu międzynarodowego; na który nadesłano tylko jedną pracę po za Hiszpanją (francuskie zakłady Creusst). Przepisy konkursowe przewidywały 3 przęsła o świetle: 44,0 + 48,0 + 44,0 m. przyczem przeszło środkowe zwodzone dla przepuszczania statków. Szerokość mostu 20,00 m. wysokość nad wodą 4,00 m. Projekt

autora stanowiła konstrukcja żelazobetonowa łukowa (oprócz części środkowej). Koszt 8 milj. pesetas i konkurencyjny projekt Creusot: konstrukcja żelazna 22,5 milj. pesetas. Różnica kosztów pochodzi (żelazo droższe o 30%) z przyczyny wysokich ceł protekcyjnych na żelazo w Hiszpanji. W ostatniej chwili hiszpańskie Min. Rob. Publ. zredukowało szerokość mostu do 15,00 m i wskutek przerzucenia zregulowanego koryta rzeki poza obręb mostu, obniżono wysokość mostu o 3,00 m, co pozwoliło usunąć estakady podjazdowe. Jezdnia mostu (płyta 1,20 m gruba) wspiera się na 2 łukach o szerokości 2,50 m, przyczem w profilu poprzecznym łuki zajmują skrajne położenie tak, że jezdnia (poprzecznie licząc) ma 10,00 światła. Uzbrojenie łuku składa się z 3 sztywnych więzarów dla uniknięcia kosztów deskowania. Najciekawszą stroną powyższej budowy są kesony. Autor zaznacza, że w Hiszpanji od 1905 r. zupełnie nie używa się kesonów żelaznych, lecz wyłącznie żelazobetonowe, jako wybitnie tańsze. W omawianej budowie zastosowano system kesonów pływających pomysłu autora i ulepszony przez ucznia autora inż. E. Torroję.

W danym wypadku trzeba było zapuścić keson o wymiarach 14,60 × 8,30 m. Całość podzielono na 8 części, przyczem w przekroju poprzecznym przekrycie kesonu stanowi podwójne przekrycie, puste w środku, do którego można wprowadzać ściśnione powietrze. Górna powierzchnia przekrycia kesonu jest na wysokości rur włączonych. Waga całości kesonu 60 t, wysokość 4,30 m i środek ciężkości w odległości 2,40 m od dolnej krawędzi. Charakterystyczną cechą tej konstrukcji jest to, że można wywoływać zmianę położenia metacentru w stosunku do środka ciężkości zapomocą wpompowywania powietrza pomiędzy przekrycia. W razie obniżenia się metacentru pod środek ciężkości — równowaga następuje automatycznie, gdyż powietrze ucieka dółem kesonu wcześniej, niż woda zdoła się górą wdrzeć. Kesony zbudowano na brzegu i zapuszczono ich na 1,00 m pod poziom średnich wód, a następnie pogłębiarką wykopano grunt, by mógł sprowadzić keson na miejsce przeznaczenia.

System powyższy jest łatwy w zastosowaniu, pewny i w ciągu budowy nie wykazał żadnych wad, głębokość zapuszczenia wyniosła 13 do 14 m.

W ten sposób, zdaniem autora, została wykazana możliwość dokonywania robót kesonowych z kesonami żelazobetonowymi przy jakiegokolwiek głębokości wody i niema sensu używać kesonów żelaznych, czyli zatapiania ogromnych mas żelaza, gdy uzbrojenie żelazobetonowego kesonu według projektu autora stanowi od $\frac{1}{20}$ do $\frac{1}{40}$ wagi kesonu żelaznego.

W d. 11.8.1931 dokonano próby obciążenia mostu, przyczem żadnego ugięcia łuku nie dało się zauważyć. (St. Kr.).

19. Schweizerische Bauzeitung Nr. 9 i 10. Prof. Sug. J. Bolomey (Łozanna) *Kontrola robót betonowych i żelazobetonowych* (6 $\frac{1}{2}$ str. + 2 wyk.).

Szczegółowy, konkretny, a nadewszystko przejrzyste ujęty program kontroli robót z podziałem na większe i mniejsze budowy. Artykuł autora możemy rekomendować wszystkim, którzy interesują się prawidłową organizacją kontroli robót, zorganizowaną w ten sposób, by nie stanowiła udręki dla przedsiębiorców, kłopotu dla kontrolujących i tem nie mniej była prawdziwą kontrolą prawidłowości betonowania. (St. Kr.).

20. Zentralblatt der Bauverwaltung № 38. Inż. C. J. Hoppe. *Rosyjskie prace doświadczalne nad stalowymi konstrukcjami spawanymi* (1 $\frac{1}{2}$ str.).

Autor omawia 3 dzieła, które zjawiły się w końcu 1930 r. i na początku 1931 r. i badające w związku z kongresem spawania w Moskwie (lutu 1931 r.), a zarazem wynikami badań prof. Patona, kierownika laboratorium dla spawania elektrycznego przy Ukr. Akad. Nauk w Kijowie. Autor streszcza krytycznie wywody następujących prac:

1) „Badania porównawcze nad nitowaniami i spawaniami więzarami kratowymi” opracowali E. O. Paton i N. J. Kozłowski.

2) „Badania porównawcze nad spawaniami więzarami kratowymi o rozmaitych częściach składowych przekrojów poprzecznych” opracowali E. O. Paton i M. W. Petroff.

3) „Badania nad spawaniami dwuteowymi dźwigarami zestawionymi z 3 blach” opracowali E. O. Paton, N. J. Kozłowski i B. N. Gorbunow. Z obszernie cytowanych przez autora artykułów wniosków, przytoczymy najbardziej charakterystyczne:

1° Przewaga zastosowania spawanych konstrukcji stalowych w porównaniu z nitowaniami wystąpić może jedynie w tym wypadku, jeżeli zastosuje się zupełną zmianę sposobu konstruowania ściśle zastosowaną do charakteru i wymagań jakie stawiać może spawanie.

2° Dla dwuteówek składanych z 3 blach zapomocą spawania najlepsze rezultaty rachunkowe na wybaczenie dawała metoda obliczenia według Timoszenki, przyczem dwuteówka o spoinach krawędziowych przerywanych dawała większe ugięcia, niż przy spoinach ciągłych. Z wyników dokonanych badań należy wywnioskować, że najlepiej jest dawać spoinę ciągłą w części ściskanej, a przerywaną w części rozciąganej. (St. Kr.).

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DRÓGOWYCH.

Na dzień 1 listopada 1931 r. Stowarzyszenie liczyło 794 członków ; zwyczajnych 781 i wspierających 13; w tem osób fizycznych 613 i osób zbiorowych 181.

Pozostałość gotówki na dzień 1.X. 1931 r. 25108 zł. 45 gr.

Wpłynęło w październiku 1931 r. 356 „ 87 „

Razem . 25465 zł. 32 gr.

Wydano w październiku 1931 r. 1656 „ 59 „

Pozostaje na dzień 1.XI.1931 r. 23808 zł. 73 gr.

(w P. K. O. — 3672 zł. 21 gr., Polskim Banku Komunalnym 19590 zł. i u skarbnika 546 zł. 52 gr.).

Prezes (—) *M. Nestorowicz.*

Sekretarz (—) *L. Borowski.*

SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORJUM FUNDUSZU STYPENDJALNEGO IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA.

Na dzień 1 października 1931 r. fundusz
stypendjalny wynosił 20508 zł. 12 gr.
W październiku wpłynęło 492 „ 60 „
Razem 21000 zł. 72 gr.

Wpłacono 12.X.31 r. do Kwestury Poli-
techniki na stypendjum na listopad, grudzień
1931 r. i styczeń 1932 r. 450 „ 00 „

Pozostaje na dzień 1 listopada 1931 r. 20550 zł. 72 gr.
(Książeczka wkładowa P. K. O. Nr. 803385 na
kwotę 63 zł. 75 gr., książeczka oszczędnościowa
K.K.O. Nr. 8128 na kwotę 20407 zł. 88 gr. i konto
czekowe P. K. O. Nr. 17212 na kwotę 79 zł. 09 gr.)

Za Kuratorjum (—) *Inż. W. Godlewski.*
(—) *Inż. L. Borowski.*

Wydawca: Zarząd Stowarzyszenia Członków polskich kongresów drogowych,
w osobie inż. Leona Borowskiego.

Redaktor: inż. Leon Borowski.

Adres Redakcji i Administracji:
Chałubińskiego 4, Departament IV Ministerstwa Robót Publicznych.

Druk. Józef Jankowski. Warszawa, Krucza 7. Tel. 8-05-04.

— 18:1 —

**REDAKCJA WIADOMOŚCI MA NA SKŁADZIE DO
SPRZEDAŻY NASTĘPUJĄCE SVOJE WYDAWNICTWA:**

1. Prof. Emil Bratro. Droga doświadczalna w Brunświku. 1931 r. Stron 113 z 12 rysunkami. Cena Zł. 5.00
2. J. B. Ćwiklel. O ruchu na drogach bitych, grubości nawierzchni i obliczeniu zużycia tuczni. 1928 r. Stron 67, z barwną mapą. Cena Zł. 4.00
3. Inż. Wł. J. Górski. Cement glinowy. 1930 r. Stron 16. Cena Zł. 1.50
4. Inż. J. Karnlewskj. Metody budowy ulepszonych nawierzchni drogowych, we Francji, Niemczech i Czechosłowacji. 1930 r. Stron 132 z 69 rysunkami. Cena Zł. 5.00
5. B. J. Kerkhof. Drogi asfaltowe i smołowe, budowa dróg bitumicznych, przełożył inż. Wł. J. Górski. 1928 r. Stron 132 z rysunkami. Cena Zł. 10.50
dla Członków Stowarzyszenia pol. kongr. drog. Cena Zł. 7.50
6. Inż. K. Krug. Nowoczesne wytwórnie kamienia drogowego w Niemczech i Szwajcarii. 1929 r. Stron 68 z 36 rysunkami. Cena Zł. 4.00
7. St. Leszczycki. Komunikacja autobusowa w wojew. krakowskiem. 1930 r. Stron 24 z 8 mapami kolorowemi. Cena Zł. 2.00
8. Inż. M. W. Nestorowicz. Polski fundusz drogowy. 1929 r. Stron 60. Cena Zł. 2.00
9. Inż. M. S. Okęcki. Uwagi o gospodarce drogowej w Anglii. 1928 r. Stron 77 z 17 rysunkami. Cena Zł. 2.50
10. Inż. M. S. Okęcki. O ustaleniu nazw i klasyfikacji rozdrobnionych materiałów kamiennych, używanych do celów drogowych. 1929 r. Stron 18. Cena Zł. 0.80
11. Inż. M. S. Okęcki. Komunikacje autobusowe pozamiejskie w Szwajcarii. 1930 r. Stron 22 z 12 rysunkami. Cena Zł. 2.00
12. M. Porowski. Problem ulepszenia dróg gruntowych. 1928 r. Stron 83. Cena Zł. 1.85
13. Prace pierwszego Polskiego Kongresu drogowego. 1928 r. Stron 401 z wieloma rysunkami i fotografjami. Cena Zł. 12.00
14. Prace drugiego Polskiego Kongresu drogowego. 1930 r. Stron 493 (obrad, uchwały i referaty) z wieloma rysunkami i fotografjami. Cena Zł. 20.00
15. Prace drugiego Polskiego Kongresu drogowego. 1930. r. Stron 138 z 2 fotografjami (obrad i uchwały). Cena Zł. 8.00
16. Inż. B. Rożański. Instrukcja powierzchniowego ulepszenia nawierzchni dróg bitych. Stron 13. Cena Zł. 0.65
17. Inż. Wł. Skalmowski. Skaly wybuchowe Polski. Stron 14. Cena Zł. 0.65
18. Inż. Wł. Skalmowski. Normy własności i znormalizowane metody badań polskich smół drogowych. 1931 r. Stron 16 z 2 rysunkami. Cena Zł. 1.00

Książki wysyłane są po wpłaceniu należności na konto czekowe „Stowarzyszenia Członków pol. kongr. drogowych“ w P.K.O. Nr. 13966. Na odcinku blankietu nadawczego należy podać którą książkę poleca się wysłać i pod jakim adresem.