

---

# WIADOMOŚCI DROGOWE

## ORGAN STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW DROGOWYCH

---

INŻ. HENRYK RIESS.

ZASADY KONSTRUKCJI ULEPSZONYCH NAWIERZCHNI  
DROGOWYCH, ZBUDOWANYCH PRZY UŻYCIU DROBNEGO  
ZIARNA I LEPISZCZA.

### 1. Uwagi ogólne.

Wykształcenie fachowe inżyniera drogowego, uległo w ostatnich dwudziestu latach gruntownej przemianie, a to wskutek wprowadzenia całego szeregu typów ulepszonych nawierzchni drogowych, przy wykonaniu których nie można się obejść bez pomocy chemika i odpowiedniego laboratorium.

Nie znaczy to, aby chemik był wszystkim, a inżynier drogowy składał na niego jedynie całą odpowiedzialność powodzenia budowy. Inżynier drogowy powinien być kierownikiem budowy w pełnym tego słowa znaczeniu, ma rozumieć techniczną stronę nowoczesnego budownictwa drogowego, znać właściwości surowców i dobierać ich wzajemny stosunek odpowiednio do rodzaju podłoża, warunków atmosferycznych, wielkości i rodzaju ruchu — chemik natomiast, jest mu jedynie pomocny w laboratoryjnej ocenie właściwości surowców stosowanych do budowy.

Gruntowne wiadomości fachowe powinien posiadać nie tylko inżynier przedsiębiorca wykonujący budowę, lecz również inżynier pozostający w służbie państwowej lub samorządowej, sprawując nadzór techniczny nad budową. Niesumienne lub wadliwe przeprowadzenie budowy przez przedsiębiorstwo, nie da się zrównoważyć żadną gwarancją, gdyż szereg nieudanych eksperymentów drogowych doprowadzi firmę bezwzględnie do bankructwa i uniemożliwi temsamem dopełnienie umownych zobowiązań. W konsekwencji tego, spada odpowiedzialność za szkody powstałe wskutek niedopatrzania podczas budowy na odnośne kierownictwo, sprawiające nadzór ze strony pracodaw-

cy, a szkody finansowe ponosi bezapelacyjnie pracodawca t. j. Państwo lub Samorząd.

Aby temu zapobiedz, powinien inżynier drogowy sprawujący nadzór nad budową, posiadać tak gruntowną wiedzę w kierunku konstrukcji ulepszonych nawierzchni oraz właściwości stosowanych surowców, aby żadną miarą niedopuszczyć do błędnego wykonania kosztownych robót drogowych.

Nie wchodząc narazie w szczegóły dotyczące właściwości surowców, przejdę do określenia zasad konstrukcji ulepszonych nawierzchni, budowanych przy użyciu drobnego ziarna i lepiszcza.

Aby móc krytycznie ocenić najrozmaitsze typy nowoczesnych t. zw. ulepszonych nawierzchni drogowych, należy sobie przedewszystkiem jasno zdać sprawę z tego, na czym polega istota tej technicznej nowoczesności, względnie ulepszenia.

W okresie gdy jedynie zaprzęg konny dominował na jezdni, budowano zaledwie trzy podstawowe typy nawierzchni drogowych tj. nawierzchnie tłuczniowe konstruowane na zasadzie przyjętej przez Mac Adama t. zw. makadamy, nawierzchnie konstruowane na zasadzie betonu cementowego, oraz nawierzchnie układane z kostki więcej lub mniej regularnie obrobionej, t. zw. bruki. Pominąwszy nawierzchnie kostkowe, jako niewchodzące narazie pod uwagę, stwierdzić należy w odniesieniu do dwu pierwszych typów, że w nowoczesnem budownictwie drogowem nie stworzono nic takiego w czemby zmienioną została zasadnicza myśl pierwotnych konstrukcji, zupełny natomiast przewrót nastąpił w kierunku ich ulepszenia.

Wszystkie ulepszone nawierzchnie doby obecnej, jakkolwiekby one posiadały nazwę, uziarnienie, lepiszcze i sposób wykonania, dadzą się zaszeregować pod względem swej konstrukcji, w dwa zasadnicze działy, określone systemem albo makadamu, albo betonu. Na podstawie wyniku doświadczeń przyjąć można za pewnik, iż jedynie ta nawierzchnia zbudowana z drobnego ziarna i lepiszcza, którą racjonalnie skonstruowano według jednej z powyższych zasad, posiada należyłą trwałość i odporność na działanie sił wywołanych ru-

chem drogowym, a odstępstwa od tych zasad czynią trwałość nawierzchni bardzo problematyczną.

Założenie powyższe postaram się w ciągu dalszego rozważania szczegółowo uzasadnić, analizując istotę konstrukcji makadamu i betonu.

## 2. Zasada makadamu.

Aby gruntownie określić zasadę konstrukcji takich typów ulepszonych nawierzchni, które zbudowano na zasadzie makadamu, rozważyć należy przedewszystkiem charakterystyczne cechy dobrego wykonania zwykłej nawierzchni tłuczniowej.

Po rozścieleniu warstwy tłucznia na podłożu, rozpoczyna się wałowanie z reguły od poboczy celem umocnienia krawędzi jezdni i niedopuszczenia do rozsuwania się materiału na boki. Środek drogi wałuje się temsamem nie wcześniej aż boki zostaną dobrze umocnione i utworzą poważne podparcie, rodzaj grodzy dla tłucznia środkowej części jezdni.

Podstawowe zadanie wałowania polega jak wiemy na tem, aby pod naporem walca nastąpiło takie przesunięcie ziaren tłucznia po sobie, by przez to ziarna wzajemnie się wyklinowały i spowodowały możliwie jaknajwiększe umniejszenie zawartości próżni. Idealem zatem do którego dążymy, byłoby uzyskanie tak silnego zespolenia się ziaren tłucznia, aby wogóle żadnych miejsc pustych między niemi nie było, a ziarno do ziarna ściśle przylegało. Do ideału tego nie dochodzi się niestety samem wałowaniem przy zastosowaniu jedynie tłucznia, wobec tego do wypełnienia próżni użyć należy pewnej gradacji drobnego ziarna jak kliniec, piasek i miał.

Wypełnienie miejsc pustych powinno nastąpić w odpowiedniej chwili podczas wałowania, przyczem od racjonalnego uchwycenia tego momentu zależy niejednokrotnie dobre wykonanie i trwałość nawierzchni.

Jeżeli wyjdziemy z założenia że dążeniem naszym jest utworzenie silnego szkieletu niosącego, powstałego z wyklinowanych wzajemnie ziaren tłucznia, przy równoczesnem osiągnięciu między ziarnami jaknajmniejszej zawartości próżni, wówczas jasnym staje się że kliniec, piasek lub miał, mogą być dopiero wówczas w nawierzchnię wprowadzone, gdy po-

wyżej opisany stan wzajemnego wyklinowania się ziaren tłucznia, w całej pełni zostanie osiągnięty.

Wynika z tego następująca zasada obowiązująca podczas wałowania: a) wałować rozpoczyna się gruboziarnisty tłuczeń bez dodatku jakichkolwiek materiałów drobnych, b) wałując doprowadza się tłuczeń do takiego stanu, poza którym niema już widoków na dalsze wzajemne wyklinowanie się ziaren, c) rozsypuje kolejno celem wypełnienia próżni, przy równoczesnem wałowaniu i skrapianiu wodą: kliniec, piasek a w końcu miał. Chwila wprowadzenia w nawierzchnię wypełniacza, jest równocześnie momentem stosownym do doprowadzenia wody, która spływając ku dolnym warstwom, porywa z sobą okruchy kamienia, piasku i miału powstałe podczas wzajemnego wyklinowywania się tłucznia, tworząc szlam wypełniający próżnie między ziarnami.

Fatalnie przedstawia się sprawa, gdy przed należytem skomprimowaniem się nawierzchni i wyklinowaniem ziaren pod naporem wału, rozsypujemy wypełniacz. W próżnie niewyklinowane, a zatem między luźne jeszcze ziarna tłucznia wprowadzony zostaje przedwcześnie szlam, utrudniający zespolenie się tłucznia w jedną konstrukcyjną całość. W konsekwencji tego wytwarza się luźna nawierzchnia niedająca się nigdy należycie zajeździć, narażona na szybkie zniszczenie pod działaniem ruchu.

Aby wyczuć i uchwycić ten ważny moment, w którym należy rozsypać wypełniacz i wykonać zamúlenie próżni, trzeba znacznej praktyki i znajomości właściwości technicznych tłucznia użytego do budowy.

Zaznaczyć przytem należy, że na samem wałowaniu nie kończy się ustabilizowanie konstrukcji nawierzchni tłuczniowej, gdyż właściwego zajeżdżania jezdni, czegoś w rodzaju wykończenia pracy walca, dokonuje dopiero ruch drogowy. Tem też tłumaczyć sobie należy zakaz układania bitumicznej powłoki ulepszonej, bezpośrednio na świeżo zawałowanej nawierzchni tłuczniowej. Moment, w którym nawierzchnia zostaje dokładnie zajeżdżona ruchem drogowym, następuje przeciętnie po 2 — 4 miesiącach i zależy od intensywności oraz rodzaju ruchu, stopnia obciążenia, gatunku użytego tłucznia, oraz warunków atmosferycznych.

Z przedstawionego powyżej toku czynności związanych z wałowaniem nawierzchni tłuczniowej wynika, że woda użyta podczas wałowania tworzy szlam z okruchów kamienia i piasku, coś w rodzaju bardzo słabego lepiszcza, które wypełniając szczeliny, umacnia do pewnego stopnia położenie poszczególnych ziaren. Wytrzymałość zatem jezdni makadamowej, zależy prócz jakościowo odpowiedniego tłucznia, w głównej mierze od należytego wzajemnego wyklinowania się ziaren stanowiących konstrukcyjny szkielet niosący, lepiszcze natomiast powstałe z okruchów kamienia, piasku i wody, podtrzymuje wprawdzie w małym stopniu spoiwość ziaren, nie wywiera jednak żadnego decydującego wpływu na trwałość jezdni.

Należyte wyklinowanie się ziaren może natomiast wówczas tylko nastąpić, gdy ziarna posiadać będą odpowiednią ku temu formę i wytrzymałość t. j. gdy będą bryłowate, o ostrych dostatecznie wytrzymałych krawędziach, z wykluczeniem ziaren o formie kulistej, płaskiej i blaszkowatej, uniemożliwiającej należyte wyklinowanie.

Pod wpływem wałowania i ruchu drogowego, umniejsza się wprawdzie w poważnym stopniu zawartość próżni między poszczególnymi ziarnami tłucznia, mimo tego jednak pozostaje zawsze pewien niewypełniony niczem procent próżni, który jak praktyka uczy, dochodzi po zawałowaniu jezdni do około 20%, a po zamuleniu i zajeżdżeniu ruchem drogowym do 10% ogólnej objętości.

### 3. Zasada betonu.

Do konstrukcji betonu cementowego nie jest wymagane kruszywo kształtu bryłowatego, jak tłuczeń, grys i grysik — wystarcza natomiast żwir i piasek, o ziarnach posiadających zazwyczaj formę kulistą, a powierzchnie gładkie. Materiałów tego rodzaju zastosowanych do budowy jezdni, nie jest się w stanie trwale zawałować, gdyż o wzajemnem wyklinowaniu się gładkich ziaren kulistych, mowy być nie może. Jedynie przy pomocy zaprawy cementowej można spoić z sobą szereg luźnych kulistych ziaren żwiru oraz piasku i wytworzyć po stężeniu zaprawy, zwięzłą monolitową masę.

Jasnym jest zatem, że wytrzymałość nawierzchni tego typu, nietylko zależy od jakości samego ziarna, ile raczej od do-

broci lepiszcza. które nietylko powleka poszczególne ziarna, lecz również wypełnia sobą najdokładniej próżnie, tworząc po skomprimowaniu i stężeniu mieszaniny jedną całość, niedopuszczającą do rozluźnienia ziaren.

#### 4. *Porównanie zasady makadamu z zasadą betonu.*

Do wykonania nawierzchni budowanych na zasadzie makadamu, wymagane są takie ziarna o kształcie bryłowym, powierzchniach szorstkich i krawędziach ostrych, aby pod wałowaniem oraz ruchem drogowym, mogły się wzajemnie dobrze wyklinować i utworzyć jaknajszerszą mozaikę.

Dodając wałowanemu ziarnu, lepiszcza w postaci smoły, asfaltu lub cementu, podwyższamy bezsprzecznie wzajemne umocnienie ziaren i utrudniamy przesiąkanie wody, jednak absolutnie nie oczekujemy od lepiszcza jakiejś specjalnej przychepności kitującej z sobą poszczególne ziarna tłuczni. Inne ujęcie tej sprawy miałyoby się z wymaganiami dyktowanymi zasadą konstrukcji makadamu, w której decydującym warunkiem jest utworzenie z ziaren tłuczni, trwałego szkieletu niosącego. Lepiszczce bitumiczne gra tutaj w pierwszej chwili rolę, powiedzmy obrazowo, raczej zwilżania lub lepiej jeszcze oliwienia, ułatwiając podczas wałowania przesunięcie się ziaren mineralnych po sobie, a temsamem dobre ich wyklinowanie. W dalszym dopiero ciągu, odgrywa lepiszcze bitumiczne rolę wypełniacza, usztywniając ziarna w ich położeniu i niedopuszczając do zawilgocenia jezdni.

Przy konstrukcji opartej o zasadę betonu, ma się sprawa wprost przeciwnie. Samo kruszywo bez lepiszcza nie wytworzy konstrukcji niosącej dającej się zespolić naporem ciśnienia walca, przeciwnie posiada takie zestawienie ziaren piasku i żwiru, że wogóle nie dadzą się trwale zawałować. Wobec tego, drugorzędną kwestją staje się w tym wypadku forma ziaren kruszywa (z wyjątkiem blaszkowatych i płaskich), natomiast pierwszorzędną rolę odgrywa wzajemny stosunek wielkości uziarnienia, dający w rezultacie po zmieszaniu ziaren grubszych z drobniejszymi, jaknajmniejszą zawartość próżni.

W przeciwstawieniu do zasady makadamu, wymaga się aby lepiszcze stosowane do betonowej konstrukcji jezdni, po-

siadało jaknajwiększą przyczepność i tak poważną siłę kitującą, by luźne ziarna kruszywa trwale z sobą spojone zostały.

Pod obie powyżej opisane konstrukcyjne zasady dadzą się podporządkować te wszystkie typy ulepszonych nawierzchni, do których skonstruowania użyć można drobnego kruszywa mineralnego i stosownego lepiszcza.

### 5. *Podział typowych nawierzchni konstruowanych z drobnego ziarna i bitumu.*

Nie zagłębiając się w szczegóły konstrukcji i wykonania, postaram się w dosadny sposób przeprowadzić segregację kilku znanych typów nawierzchni ulepszonych, ujmując je z punktu widzenia zasad makadamu i betonu.

Do nawierzchni konstruowanych na zasadzie makadamu, zalicza się:

1) Półwglębne i wglębne napawanie, które polega na wprowadzeniu w trakcie wałowania, stosownej ilości bitumów w szczeliny zawarte między ziarnami warstwy tłucznia. Zadanie bitumu polega na tem, aby: ułatwić przesunięcie się ziaren tłucznia po sobie, a temsamem spowodować dobre ich wyklinowanie się między sobą — jako wysokowartościowe lepiszcze zmieszane z okruciami mineralnymi, wypełnić próżnie między ziarnami, zwiększając przez to usztywnienie poszczególnych ziaren — utrudnić przedostawanie się wilgoci wgląd konstrukcji jezdni i zmniejszyć do pewnych granic, plagę pyłu. Z powyższego przedstawienia sprawy wynika, że zadanie bitumu jest bardzo poważne, jednak nie wyłącznie decydujące o długootrwałości jezdni. Cóż nam bowiem pomoże wprowadzenie w szczeliny ziaren tworzących jedyną konstrukcję nawierzchni, najlepszego nawet bitumu, jeżeli użyte ziarno mineralne będzie słabe i nieodpowiednie, niedające się wzajemnie wyklinować i nie tworzące wskutek tego silnego szkieletu niosącego.

Podstawowy zatem warunek wytrzymałości nawierzchni napawanej bitumem stanowi, podobnie jak przy zwykłej nawierzchni tłuczniowej, ziarno mineralne odpowiednio silne, mało ścieralne a przede wszystkim wolne od zanieczyszczeń, dobrze zawałowane, należycie wyklinowane i zajeżdżone ruchem.

2) Nawierzchnia typu „Termak” — polega na kolejnym rozsypaniu 3 — 4 warstw gysu i grysiku w odpowiedniej gradacji ziaren, powleczonych maszynowo cienką warstewką bitumu i zawałowanych do granicy należytego skomprimowania. Sprawa co do racjonalności konstrukcji, nie wymaga bliższego uzasadnienia i wyjaśnienia. O ile przy półwglębnej i wglębnej napawaniu, największą trudność stanowiło równomierne wprowadzenie bitumu między szczeliny ziaren, o tyle przy Termaku następuje rozłożenie bitumu bardzo równomiernie i ekonomicznie. W praktyce można łatwo ocenić zalety i wady obu typów, gdyż w czasie upalnego lata, do rzadkości należy pocenie się nawierzchni Termakowej, natomiast stałym objawem nawierzchni napawanej, są liczne tłuste wypociny bitumu rozgrzanego słońcem.

Jest to zatem jednym z dalszych dowodów potwierdzających przyjętą tezę, że nie lepsze bitumiczne, lecz rodzaju ziarna dobrze wyklinowanego odgrywa rolę decydującą w nawierzchniach konstruowanych na zasadzie makadamu, a nadmiar lepszego zastosowanego w ilości większej, niż tego najistotniejsza potrzeba wymaga, szkodzi i wpływa ujemnie na trwałość jezdni.

3) Powierzchniowe traktowanie nawierzchni tłuczniowej zapomocą bitumu rozlanego na gorąco, zimno, lub w stanie emulgowanym na pow. jezdni przy równoczesnym rozsypaniu warstewki grysiku, zawałowaniu i zajeżdzeniu ruchem drogowym, jest niczem innym, jak stworzeniem nawierzchni makadamowej w rozmiarach cienkiej powłoki. Powierzchniowe traktowanie nieda nigdy dodatnich rezultatów nawet przy zastosowaniu najlepszego bitumu, gdy użyte zostanie zanieczyszczone, słabe ziarno mineralne, o wielkim procencie blaszkowatych i płaskich ziaren niemogących się w żaden sposób wzajemnie wyklinować i utworzyć wraz z bitumem dostatecznie odpornej mozaiki. Wszelka nadwyżka bitumu, pozostająca w konstrukcji poza normalnym powleczeniem ziaren, powoduje w lecie pocenie się i falistość, w zimie zaś kruchość powłoki, a temsamem łatwość tworzenia się drobnych rys i pęknięć.

4) Asphalt ubijany, którego wykonanie polega na skomprimowaniu zmielonej a następnie podgrzanej naturalnej skały



asfaltowej, jest charakterystycznym typem nawierzchni makadamowej o najdrobniejszym ziarnie.

5) „Komdrobit”, stanowi konstrukcyjne naśladownictwo naturalnego asfaltu ubijanego, z tą tylko różnicą, że posiada w sobie bitum nadzwyczaj miękki (ciągliwie płynny) w normalnej temperaturze pokojowej, gdy tymczasem w asfalcie ubijanym, zawarty jest bitum o punkcie topliwości około 38°C. Że konstrukcja „Komdrobitu” polega rzeczywiście na zasadzie makadamu, postaram się udowodnić na podstawie następującego rozważania:

Wyobraźmy sobie, że miękkim bitumem powlecemy ziarno kruszywa stosowanego do produkcji Komdrobitu i wypełnimy próżnie w ten sposób, jakby tego wymagała konstrukcja zbudowana na zasadzie betonu. Konsekwencje tego fałszywego kroku byłyby fatalne, gdyż miękki bitum wypełni wprawdzie z całą dokładnością próżnie między ziarnami, żadną miarą jednak nie może dać nawierzchni spodziewanej odporności, gdyż przy najmniejszym nawet podwyższeniu temperatury dziennej spowoduje bardzo poważne zmiękczenie i pocenie się jezdni.

Praktyka uczy natomiast, że nawierzchnia komdrobitowa jest przy wysokiej nawet ciepłocie skwarne go południa, dostatecznie twardą i odporną, co dowodzi że konstrukcja jej nie posiada nadmiaru bitumu wypełniającego próżnie, lecz zawiera jedynie taką drobną ilość miękkiego bitumu, jakiej potrzeba użyć do wzajemnego wyklinowania ziaren i usztywnienia ich w swem położeniu.

Wobec tego przyjąć można zasadę, z której wynika że do konstrukcji ulepszonej nawierzchni budowanej na zasadzie makadamu, nie wymaga się bitumu o tak znacznej przyczepności i wysokim punkcie topliwości, jak do nawierzchni konstruowanej na zasadzie betonu, koniecznym jest natomiast zastosowanie bitumu w ilości odpowiednio małej, potrzebnej jedynie do powleczenia ziaren bez wypełnienia próżni, gdyż w przeciwnym razie z łatwością można zatracić charakter konstrukcji makadamowej, a stworzyć niechcący wadliwą konstrukcję betonową. Przekroczenie w konstrukcji makadamowej granicy procentowej zawartości bitumu, pociąga za sobą ko-

nieczność zupełnej zmiany doboru ziaren mineralnych, oraz zastosowanie bitumu o odpowiednich właściwościach.

Do nawierzchni konstruowanych na zasadzie betonu, należą prócz betonu cementowego, następujące typy nawierzchni, budowane przy pomocy lepiszcza bitumicznego oraz drobnego ziarna: asfalt piaskowy, asfalto-beton, asfalt lany i t. p.

Konstrukcja powyższych nawierzchni opiera się na doborze uziarnienia mineralnego zestawionego według zasad „najmniejszej zawartości próżni”, przy równoczesnem użyciu takiej ilości bitumu o właściwościach zbliżonych do cech, jakie posiada zaprawa cementowa w betonie, aby nie tylko powleczono powierzchnie poszczególnych ziaren, lecz również wypełnione zostały próżnie między nimi zawarte.

Chcąc aby bitum tworzył lepiszcze zbliżone swemi właściwościami do cech zaprawy cementowej w betonie, należy siłę cementującą bitumu bardzo znacznie podwyższyć. Osiągnąć to można przez dodanie kruszywu stosownej ilości mączki i pyłu kamiennego, wskutek czego zmniejszy się poważnie nie tylko procentowa zawartość próżni, lecz także ich rozmiar.

Przez dodanie kruszywu o uziarnieniu zestawionem na zasadzie najmniejszej zawartości próżni, takiej ilości bitumu jaka potrzebna jest do powleczenia ziaren i wypełnienia próżni — uzyskuje się mieszaninę, która idealnie biorąc, nie powinna w sobie zawierać próżni. Delikatny naskórek bitumu powlekający ziarno mączki w warstwie grubości 0,003 — 0,005 mm, przyczynia się w znacznym stopniu do podwyższenia przyczepności bitumu wskutek siły adhezyjnej, działającej tak między ziarnem a powłoką bitumiczną, jak też i między szeregiem ziaren pozostających z sobą w bliskim, dokładnem zetknięciu. Obrazowo możnaby działanie tej delikatnej powłoki bitumicznej przyrównać do funkcji, jaką spełnia warstewka kleju na znaczku pocztowym, który po zwilżeniu przylegając pod naciskiem do papieru lub drugiego również nagumowanego znaczka, wykazuje tak poważny stopień przyczepności, że w normalnych warunkach staje się odłączenie niemożliwym. Wszelka przytem nadwyżka kleju powlekająca znaczek, wy-

płynie pod naciskiem na boki, a pozostanie zaledwie ta ilość, jaka konieczną jest do wywołania stosowanej przyczepności.

Przy rozważaniu cech bitumu jako lepiszcza w pełnym tego słowa znaczeniu, należy stale mieć przed oczyma tę jego podstawową właściwość, że jako środek wiążący wykaże bitum swoją wytrzymałość na ciągnięcie jedynie wówczas, gdy siła ciągnąca działać będzie na bardzo krótkiej przestrzeni. Warunek ten osiągniemy, gdy dążyć będziemy do uzyskania w kruszywie nie tylko najmniejszej zawartości próżni, lecz przez odpowiedni dobór ziaren, spowodujemy że próżnie osiągną możliwie najmniejszy wymiar.

Kruszywo tworzące konstrukcyjny szkielet nawierzchni zbudowanej na zasadzie makadamu t. j. tłuczeń, grys i grysik, można po dodaniu stosownej ilości piasku i mączki, zamienić na kruszywo nadające się do zbudowania nawierzchni skonstruowanej na zasadzie betonu.

Celem zapoznania się z tokiem czynności związanych z konstrukcją jezdni opartych o zasadę betonu, rozpatrzę jako przykład, typ nawierzchni „asfalto-betonowej”.

Nie będę wchodzić w techniczne szczegóły dotyczące rodzaju asfalto-betonów, oraz sposobu przyrządzania mieszaniny na miejscu budowy, przedstawię jedynie normalny tok tych czynności laboratoryjnych, które stanowią zadanie kierownika budowy, a polegają na umiejętnym doborze kruszywa i wyznaczeniu ilości bitumu.

Istnieją wprawdzie pewne normy dotyczące wzajemnego ustosunkowania ziaren w kruszywie, oparte na wynikach praktyki drogowej, wskazania te jednak uważać należy jedynie za ogólne wytyczne, natomiast sprawę doboru uziarnienia należy traktować w każdym wypadku indywidualnie, a to tembardziej, że poważną rolę odgrywają każdorazowo warunki lokalne budowy oraz strona kalkulacyjna.

Jako taką ogólną wytyczną podam dla orientacji, procentowy stosunek uziarnienia, używany do budowy charakterystycznych typów betonów asfaltowych w Ameryce, Niemczech i Anglii.

### Normy amerykańskie.

	Uziarnienie	Asfalto - beton	
		grubozłarnisty	drobnozłarnisty
1	$1\frac{1}{4}'' - \frac{1}{4}'' = 318 - 6'4$ m/m	45 — 70%	
2	$\frac{1}{2}'' - \frac{1}{4}'' = 12'7 - 6'4$ "	— —	5 — 10%
3	$\frac{1}{4}'' - 10^{m)} = 6'4 - 20$ "	} 25 — 40%	11 — 25%
4	$10'' - 40'' = 2'0 - 0'42$ "		7 — 25%
5	$40'' - 80'' = 0'42 - 0'177$ "		11 — 36%
6	$80'' - 200'' = 0'177 - 0'074$ "		10 — 25%
7	poniżej 200" = 0'074 "	— —	5 — 11%
8	Wypełniacz . . . . .	3 — 5%	— —
9	Zawartość asfaltu . . . . .	6 — 8%	7 — 11%

### Normy niemieckie.

1	25 — 30 m/m	15 — 45%	—
2	12 — 25 "	8 — 20 "	—
3	2'0 — 12 "	7 — 20 "	20 — 40%
4	0'6 — 2'0 "	7 — 11 "	8 — 20 "
5	0'2 — 0'6 "	12 — 18 "	12 — 38 "
6	0'009 — 0'2 "	5 — 7 "	8 — 22 "
7	0'0 — 0'009 "	4 — 10 "	7 — 11 "
8	zawartość asfaltu	5 — 8 "	7 — 9 "

### Normy angielskie.

	Uziarnienie	Asfalto - beton		
		drobno	średnio	grubo
		ziarnisty		
<i>Dla 4 cm. nawierzchni</i>				
1	Piasek . . . . .	60%	50%	40%
2	Grys $\frac{3}{4}'' - \frac{1}{4}'' = 19 - 6'4$ mm	25 "	40 "	50 "
3	Wypełniacz . . . . .	15 "	10 "	10 "
<i>Dla 5 cm. nawierzchni</i>				
1	Piasek . . . . .	55%	45%	35%
2	Grys $1'' - \frac{1}{4}'' = 25'4 - 6'4$ mm	30 "	45 "	55 "
3	Wypełniacz . . . . .	15 "	10 "	10 "
<i>Dla 7 cm. nawierzchni</i>				
1	Piasek . . . . .	50%	35%	30%
2	Grys $1\frac{1}{2}'' - \frac{1}{4}'' = 38'1 - 6'4$ mm	40 "	55 "	65 "
3	Wypełniacz . . . . .	10 "	10 "	5 "

1) Sita znormalizowane.

## 6. Dobór kruszywa o najmniejszej zawartości próżni.

Konstruując asfalto-beton, dąży się do wypośrodkowania takiego uziarnienia, które przy możliwie najwyższym ciężarze objętościowym, posiada najmniejszą zawartość próżni.

Aby uzyskać takie najlepsze zestawienie uziarnienia w kruszywie, należy stopniowo uszczelniać ziarnem drobnem próżnie zawarte między ziarnem grubem.

Pod uszczelnieniem np. piasku mączką, rozumieć należy takie zmieszanie z sobą obu tych materiałów, aby idealnie biorąc próżnie nie istniały.

W podobny sposób postępuje się przy wypełnianiu piaskiem uszczelnionym mączką, próżni między ziarnami grysiku. Po wzajemnem uszczelnieniu ziaren, ustala się przy pomocy przesiewów, wagowy stosunek pewnych gradacji ziaren zawartych w kruszywie, oraz wyznacza wielkość próżni pozostałych jeszcze po uszczelnieniu.

### — Znormalizowane sita kontrolne:

Przed z górą dwudziestu laty skonstruowano w Ameryce szereg sit o ściśle określonej wielkości otworów, których typ przeszedł do Europy wraz z budową ulepszonych nawierzchni drogowych. Gradacja i numeracja sit amerykańskich odpowiada ilości otworów jaką pomieścić można na długości 1 cala (2.54 cm). Sito np. Nr. 10, przedstawia tkaninę z drutu miedzianego o oczkach kwadratowych, w której na kwadrat o boku 1" przypada  $10 \cdot 10 = 100$  otworów, każdy o wymiarze 2.54 mm, liczonych w osi drutów. Po potrąceniu grubości drutu o średnicy wynoszącej w danym wypadku 0.54 mm, posiada oczko normalnego sita amerykańskiego Nr. 10 prześwit 2 mm.

Ponieważ projekt polskich sit kontrolnych, opracowany przez Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej, nie został jeszcze zatwierdzony przez P. K. N., wobec tego wskazanem jest stosować w okresie przejściowym, przy sprawdzaniu wymiarów ziaren kruszywa poniżej średnicy 5 mm, sita tkane amerykańskie w/g United States Bureau of Standard Sieves for Testing Purposes.

Do sprawdzania wymiarów ziaren kruszywa powyżej 5 mm średnicy, stosuje się sita perforowane o otworach okrągłych.

Dla orientacji podaję na tabl. I zestawienie prześwietu oczek sit kontrolnych zagranicznych (tkanych), służących do przesiewu piasku i mączki mineralnej, oraz na tabl. II zestawienie średnicy perforowanych sit, służących do przesiewu grubszego ziarna z oznaczeniem nazw kruszywa naturalnego i tłuczonego.

*Polski projekt sit tkanych, oraz zagraniczne sita kontrolne.*

*Tabl. I.*

	Sita wg. projektu P. K. N. mm	Sita amerykańskie		Sita angielskie		Sita niemieckie	
		Nr.	mm	Nr.	mm	Nr.	mm
Piasek	2'000	10	2'000	8	2'057	3E	2'000
	0'840	20	0'840	18	0'853	—	—
	0'590	30	0'590	25	0'599	10	0'600
	0'410	40	0'420	36	0'422	14	0'430
	0'297	50	0'297	52	0'295	20	0'300
	0'250	60	0'250	60	0'251	24	0'250
Mączka	0'177	80	0'177	85	0'178	30	0'200
	0'150	100	0'149	100	0'152	40	0'150
	0'074	200	0'074	200	0'076	80	0'075
	0'062	230	0'062	240	0'066	100	0'060

*Polski projekt sit perforowanych oraz oznaczenia kruszywa.*

*Tabl. II.*

Sita perforowane w mm		Wielkość ziaren w mm	Oznaczenie kruszywa	
średnica otworu w mm	tolerancja mm		naturalnego	tłuczonego
5	0'20	2'0 — 5'0	żwirek odsiany	grysik
15	0'45	5'0 — 15'0	żwirek drobny odsiany	grys drobny
10	0'40	5'0 — 10'0	} żwirek drobny odsiany dla dróg betonowych	} grys drobny dla dróg betonowych
15	0'45	10'0 — 15'0		
25	0'70	15'0 — 25'0	żwir średni odsiany	grys średni
50	1'00	25'0 — 50'0	żwirek gruby odsiany	tłuczeń drobny
35	0'85	25'0 — 35'0	—	} tłuczeń drobny dla dróg beton.
50	1'00	35'0 — 50'0	—	
80	1'50	50'0 — 80'0	kamień drobny	tłuczeń gruby
		ponad 80	kamień	—

Czynności związane z ustaleniem najodpowiedniejszego uziarnienia, mają zazwyczaj następujący przebieg i obejmują:

— **Badanie piasku:** pod względem mineralogicznym, w kierunku stopnia zanieczyszczenia oraz jakości uziarnienia. Po ustaleniu, że ziarna piasku są jednorodne, pochodzą ze skał mało wietrzejących, nie porowatych i dostatecznie wytrzymałych, stwierdza się stopień zanieczyszczenia gliną, iłem lub ciałami organicznymi. Materiał nadaje się wówczas do użytku, gdy stwierdzonem zostanie, że zanieczyszczenia iłem i gliną są rozmieszczone luźno w całej masie, oraz ilościowo nie przekraczają 2%. W wypadku natomiast zanieczyszczenia składnikami organicznymi jest materiał wówczas odpowiedni, gdy wprowadzony do 3%-owego roztworu ługu sodowego, zabarwi go na kolor jasno-żółty.

W razie pomyślnego wyniku powyższych badań, można przystąpić do określenia uziarnienia piasku przy pomocy przesiewu, posługując się kompletem znormalizowanych sit kontrolnych, o następującym prześwicie:

1 — 20 m/m	4 — 0.41 m/m	7 — 0.177 m/m
2 — 0.84 „	5 — 0.297 „	8 — 0.150 „
3 — 0.59 „	6 — 0.250 „	9 — 0.074 „

Przesiewając kruszywo należy przestrzegać następujących postanowień:

Na górne sito przygotowanego kompletu, wysypuje się kolejno, ściśle odważoną ilość kruszywa i przesiewa potrząsając poziomo.

Przesiewanie jest wówczas ukończone, gdy w ciągu minuty nie przejdzie przez sito więcej niż 1% materiału zatrzymanego na sicie. Pozostałość na sicie zostaje zważona i dodana do niej ta część materiału, która zatrzymała się w oczkach sita.

Otrzymuje się w ten sposób pewną frakcję uziarnienia, zatrzymaną na danem sicie, oraz frakcję, która przeszła przez to sito. Wielkość tej ostatniej można łatwo wyznaczyć, z różnicy między ciężarem pierwotnej próbki a ciężarem pozostałości. Podobnie postępując przy następnych sitach posiadających coraz to mniejszy prześwit oczek, otrzymuje się po zsumowaniu poszczególnych frakcji, pierwotną wagę badanej próbki. Zazwyczaj jednak, o ile nie dysponuje się sitami o hermetycznym zamknięciu nakrywą wlotu i wylotu, następuje pewne roz-

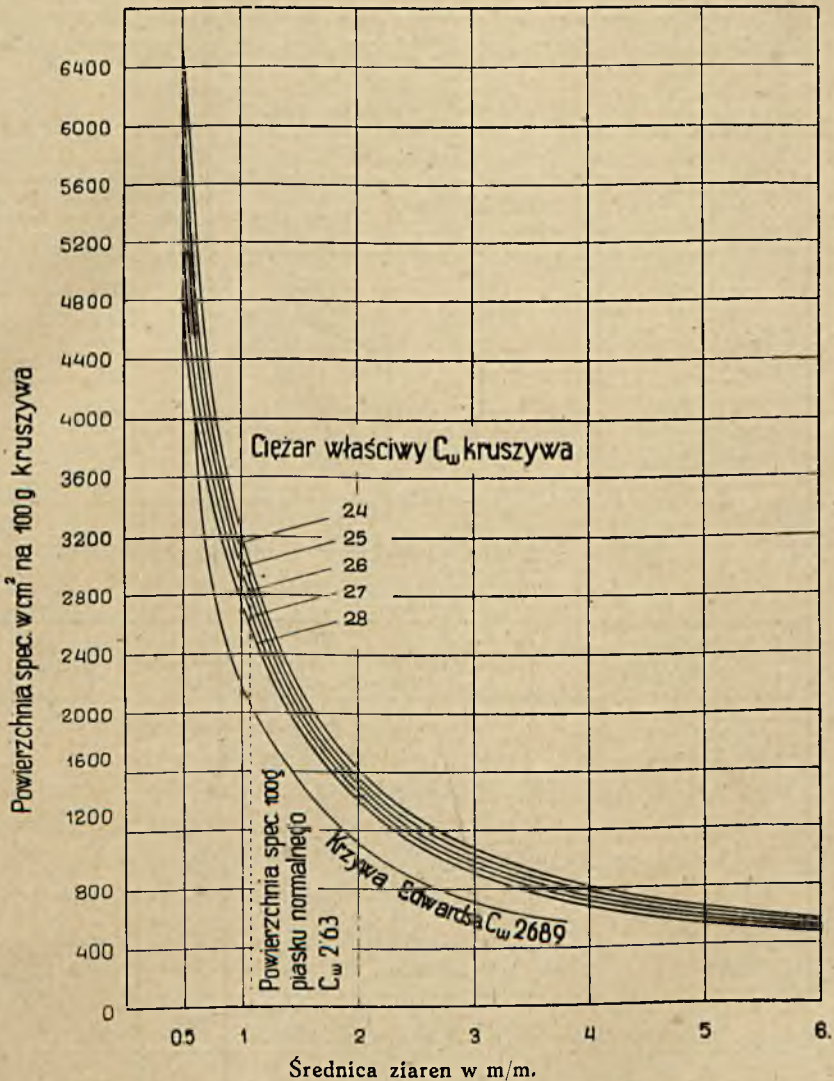
pylenie, a temsamem manco po zsumowaniu poszczególnych frakcji, dochodzące niekiedy do kilku procent. W wypadkach takich, dobiera się manco do frakcji najdrobniejszego uziarnienia.

Opracowanie norm określających prześwit oczek w sitach, a zwłaszcza ustalenie granicy między piaskiem a grysikiem względnie żwirkiem osiewanym, napotykało w świecie technicznym na znaczne trudności. Pojęcia w tym kierunku były w swoim czasie bardzo rozbieżne, gdyż jedni zaliczali do kategorii piasku ziarno o średnicy 5, a nawet 7 mm, gdy tymczasem inni utrzymywali równocześnie, że ze względu na konstrukcję ulepszonych nawierzchni budowanych na zasadzie betonu, rozumieć należy pod piaskiem jedynie ziarno do  $\varnothing$  2 mm. Przyjęcia te były wówczas raczej dowolne, gdyż na określenie granicy uziarnienia piasku wpłynęło dopiero rozumowanie, poparte szeregiem doświadczeń zmierzających do ustalenia zależności jaka istnieje między średnicą a powierzchnią ziarna.

Doświadczenie uczy, że w nawierzchniach konstruowanych na zasadzie betonu, odgrywa zasadniczą rolę przy określaniu ilości najkonieczniejszego lepiszcza bitumicznego lub hydraulicznego t. zw. powierzchnia specyficzna ziaren przeznaczonych do powleczenia lepiszczem. Chcąc osiągnąć kruszywo jaknajbardziej szczelne, zastosować należy gradację ziaren o zmniejszającej się odpowiednio średnicy a dochodzącej jak wiadomo do 0'06 mm. W gradacji tych uziarnień określono przy pomocy szczegółowych badań mianem piasku to ziarno, którego powierzchnia specyficzna zmniejsza się wydatnie przy nieznanym nawet zwiększeniu jego średnicy. Ustalono przytem że granica między uziarnieniem, którego powierzchnia specyficzna wzrasta gdy średnica maleje, a uziarnieniem w którym powierzchnia specyficzna maleje gdy średnica rośnie, leży mniejwięcej w obrębie średnicy 2 mm.

Przedstawiony na rys. 1, wynik doświadczeń przeprowadzonych przez Dr. inż. Junga, wykazuje jasno związek zachodzący w 100 g kruszywa, między powierzchnią specyficzną a średnicą ziarna. Dla informacji podaję na tabl. III powierzchnie specyficzne zestawione przez inż. Reinera dla pewnych uziarnień o średnim ciężarze właściwym 2'65, obliczone doświadczalnie w metrach kwadratowych w odniesieniu do 1 kg kruszywa.





Rys. 1. Związek między średnicą ziaren a pow. specyficzną.

Na podstawie praktycznych doświadczeń poczynionych w Ameryce i Niemczech uznano ten piasek za najodpowiedniejszy do konstrukcji betonów bitumicznych, który odpowiada w przybliżeniu warunkom podanym na tabl. IV.

Jeżeli badany piasek nie wykaże w przybliżeniu powyższego stosunku uziarnienia, należy go skorygować, dodając sto-

sowną ilość brakujących ziaren. O sposobie przeprowadzania korekcji, będzie obszernie mowa w dalszym ciągu rozważania.

*Powierzchnie specyficzne uziarnienia.*

*Tabl. III.*

Średnica ziarna w m/m	Nr. sita w/g norm niemieckich	Nazwa ziarna	Powierzchnia specyficzna 1 kg. kruszywa w m <sup>2</sup>
0·06	100	pył	90
0·06 — 0·09	70	mączka	32
0·09 — 0·2	30	Piasek drobny	15
0·2 — 0·6	10	„ średni	5·5
0·6 — 2·0	3	„ gruby	1·75
2·0 — 5·0	prześw. $\phi$ 6·21	grysik drobny	0·70
5·0 — 25·0	—	grysik i gryś	0·15

*Dobre uziarnienie piasku w % wagowych.*

*Tabl. IV.*

Doświadczenia poczynione przez	Uziarnienie	Dla ruchu drog.		Średnia norma
		ciężkiego	lekkiego	
Asphalt Association New York	10 — 20	5	10	-
	20 — 30	8	10	
	30 — 40	10	15	
	40 — 50	13	15	
	50 — 80	30	30	
	80 — 100	17	10	
	100 — 200	17	10	
Stufa	2·00—0·50 mm	23%	30%	14 — 20%
	0·50—0·24 „	43%	43%	30 — 40%
	0·24—0·08 „	34%	27%	25 — 45%
Prof. inż. dr. Neumann	10 — 40 mm	14 — 50%		32%
	40 — 80 „	30 — 60%		45%
	80 — 200 „	16 — 40%		30%
				2 : 3 : 2

— Badanie mączki, jako wypełniacza ziaren kruszywa używanego do budowy nawierzchni bitumicznych, określa projekt D. I. B. podany w biuletynie Nr. 3.

Badanie polega na ustaleniu w pierwszym rzędzie, czy materiał wyprodukowany został z jednorodnego surowca mineralnego, dostatecznie wytrzymałego o strukturze zwartej, nie posiadającego szkodliwych zanieczyszczeń, oraz czy nie zawiera składników wytwarzających szlam lub działających emulgująco na bitum. Po wstępnym badaniu z wynikiem zadawalniającym, ustala się przydatność mączki przy pomocy kompletu sit znormalizowanych, o następującym prześwicie oczek:

1 — 0·062 mm	3 — 0·150 mm
2 — 0·074 „	4 — 0·177 „
	5 — 0·250 „

Grubość ziaren mączki mineralnej winna być zawartą w granicach od 0·0 do 0·250 mm i wykazywać następujące własności:

a) Przez sito o prześwicie 0·074 mm winno przechodzić powyżej 80% ziaren.

b) Przez sito o prześwicie 0·250 mm winno przechodzić 100% ziaren.

c) Na sitach o prześwicie 0·074 — 0·150 i 0·177 mm, nie może pozostawać więcej jak 20% z tem, że na sicie o prześwicie 0·177 mm, nie więcej niż 5%.

— Uszczelnienie piasku mączką przeprowadza się dopiero wówczas, gdy opisane powyżej badania obu materiałów dały zadawalniające wyniki.

Praktyka uczy, że najlepsze uszczelnienie osiąga się przy stosowaniu piasku do mączki 70 : 30.

Ponieważ stopień szczelności zależy w zupełności od rodzaju uziarnienia piasku, wobec tego sporządza się z reguły kilka mieszanek piasku z mączką, w stosunku n. p. 70 : 30, 75 : 25 i 80 : 20, wyznacza następnie w znany sposób ciężar objętościowy  $C_0$ , następnie ciężar właściwy  $C_w$ , a w końcu zawartość próżni  $Pr$ .

Do dalszej pracy przyjmuje się najkorzystniejszą mieszankę t. j. tę, która wykazuje zawartość próżni poniżej 25%. W wypadku gdyby takiego uszczelnienia ziaren nie można było osiągnąć nawet przy zastosowaniu 30% mączki, należy badanie od nowa przeprowadzić, stosując inny gatunek piasku. Prosty sposób wyznaczania na budowie ciężaru objętościowego, właściwego, oraz zawartości próżni, wyjaśnię najlepiej na przy-

kładach. Przedtem jednak, postaram się dla uniknięcia niejasności, zdefiniować pojęcie ciężaru objętościowego i właściwego, oraz pojęcie zawartości próżni w materiale kamiennym.

— Pod ciężarem objętościowym  $C_o$ , rozumie się ciężar jednostki objętości wysuszonego materiału, łącznie z pustymi przestrzeniami i wyraża w  $g/cm^3$ , lub  $kg/m^3$ .

— Pod ciężarem właściwym  $C_w$ , rozumie się ciężar jednostki objętości wysuszonego materiału, bez pustych przestrzeni i wyraża w  $g/cm^3$ , lub  $kg/m^3$ .

— Szczelność materiału kamiennego  $S$ , wyraża się stosunkiem ciężaru objętościowego do ciężaru właściwego:

$$1) \quad S = \frac{C_o}{C_w}$$

— Porowatość bezwzględna, określa się dopełnieniem do jedności, szczelności materiału kamiennego:

$$2) \quad P_b = 1 - S = \frac{C_w - C_o}{C_w}$$

Porowatość kruszywa wyrażona w procentach:

$$3) \quad P_r = 100 (1 - S) = 100 \left( 1 - \frac{C_o}{C_w} \right)$$

Wyznaczona na budowie zawartość próżni w kruszywie, przy użyciu wody, wypada zazwyczaj większa niż w rzeczywistości a to wskutek pochłaniania wody przez ziarna kruszywa. Zależnie zatem od jakości kruszywa, należy obliczoną w ten sposób zawartość próżni odpowiednio pomniejszyć.

*Przykład 1. Wyznaczyć ciężar objętościowy kruszywa.*

Do wyznaczenia ciężaru objętościowego  $C_o$  materiałów luźnych (tłuczeń i grysik), stosuje się znormalizowane naczynie cylindryczne o zawartości 25 l, średnicy wewnętrznej 32,5 cm i wysokości 30,5 cm.

Dla piasku naczynie objętości 0,5 l, średnicy wewnętrznej 35 mm, wysokości 13 cm.

Dobrze wymieszany materiałem badanym, wypełnia się stopniowo naczynie, wstrząsając niem co pewien czas celem równomiernego rozłożenia materiału.

Jako wynik podaje się średnią z trzech oznaczeń.

- Naczynie znormalizowane waży 5,72 kg
- Naczynie j. w. napełnione kruszywem waży 46,47 „
- Ciężar objętościowy  $C_o = \frac{46,47 - 5,72}{25} = 1,63 \text{ kg/l}$  czy-

li  $1630 \text{ kg/m}^3$ .

Tosamo zadanie można również rozwiązać, wprowadzając w znormalizowane naczynie pewną dokładnie odważoną ilość kruszywa np. 20 kg.

- Naczynie znormalizowane waży 5,72 kg
- Po wsypaniu 20 kg. kruszywa i wyrównaniu górnej warstwy, odczytuje się  $h = 30,5 - 15,72 = 14,78 \text{ cm}$
- Objętość kruszywa  $= \frac{32,5^2 \cdot 3,14}{4} \cdot 14,78 = 12,27 \text{ l}$
- Ciężar objętościowy  $C_o = \frac{20}{12,27} = 1,63 \text{ kg/l} = 1630 \text{ kg/m}^3$ .

*Przykład 2 — Wyznaczyć ciężar właściwy kruszywa.*

Do szklanej menzurki pomiarowej o pojemności  $1000 \text{ cm}^3$  zaopatrzonej w podziałkę, nalewa się  $500 \text{ cm}^3$  wody o temperaturze  $14 - 18^\circ \text{ C}$ , a następnie wysypuje ostrożnie, dokładnie wysuszone i odważone kruszywo w ilości  $1000 \text{ g}$ , tak jednak, aby cząstek powietrza razem z ziarnem nie porywać.

Na podziałce menzurki odczytana całkowita objętość, pomniejszona o ilość  $500 \text{ cm}^3$  wody, podaje w  $\text{cm}^3$  lub gramach, ilość wody wypartej przez kruszywo.

— Do menzurki wiano  $500 \text{ cm}^3$  wody, a następnie wspano  $1000 \text{ g}$  kruszywa, poczem odczytano na podziałce  $888 \text{ cm}^3$

Ponieważ wiano wody 500 „  
temsamem wyparto wody 388  $\text{cm}^3$

$$\text{Ciężar właściwy } C_w = \frac{C \text{ bad. ziarna}}{C \text{ wypartej wody}} = \frac{1000}{388} = 2570 \text{ kg/m}^3.$$

To samo zadanie można również rozwiązać przy pomocy piknomietru, należy jednak badane kruszywo rozetrzeć na mial o ziarnie  $0,2 \text{ mm}$  i przesiać przez sito o  $900$  oczkach na  $\text{cm}^2$ .

Postępowanie przy wyznaczaniu ciężaru właściwego za pomocą piknomietru jest następujące:

— Z utartego na miał kruszywa, pobrana zostaje pewna dowolna ilość, zwykle  $K = 30$  g (pojemność piknometru =  $50 \text{ cm}^3$ ).

— Piknometr napełnia się wodą po górną krawędź szyjki i zatyka szklanym korkiem, w którym wyrobiony jest przez środek kanalik.

Część wody, która kanalikiem wypłynęła, osusza się i wazy piknometr napełniony wodą.

— Odlewa z piknometru taką ilość wody, aby się w nim pomieściło 30 g mialu — poczem wysypuje mial do piknometru. Potrząsa piknometrem, celem usunięcia powietrza zawartego w miale, dolewa wody do pełna, zatyka korkiem, osusza piknometr bibułą i wazy.

Ciężar właściwy wyznacza się podobnie jak przy poprzednim badaniu, biorąc stosunek ciężaru do objętości:

— Waga utartego mialu	30 g
— Waga piknometru napełnionego wodą	72,75 „
— Waga piknometru, wody i mialu	91,12 „
— Objętość mialu = $(30 + 72,75) - 91,12 =$	11,63

wody.

$$\text{— Ciężar właściwy } C_w = \frac{30}{11,63} = 2580 \text{ kg/m}^3$$

### *Przykład 3 — Wyznaczyć zawartość próżni w kruszywie.*

Na podstawie ciężaru objętościowego  $C_o$ , oraz ciężaru właściwego  $C_w$ , ustala się przy pomocy wzoru 1, stopień szczelności w jednostce objętości badanego kruszywa, a następnie przy pomocy wzoru 3, procentową zawartość próżni.

Na budowie oznaczyć można zawartość próżni w następujący uproszczony sposób:

Do znormalizowanego naczynia o pojemności 10 l, wsypuje się partjami suche kruszywo, potrząsa celem naturalnego zgęszczenia i wyrównuje z brzegiem naczynia.

Następnie zlewa się z menzurki kalibrowanej tyle wody, aż sięgać będzie po brzegi naczynia. Odczytana ilość wody dolanej do naczynia 10 litrowego, charakteryzuje zawartość próżni w suchym kruszywie skompresowanym w naturalny sposób.

Średnia z trzech badań stanowi podstawę dalszych rozważań.

- Naczynie 10 l napełnione wodą waży 12,87 kg
- Naczynie z wodą + 10 kg kruszywa waży 22,87 „
- Naczynie napełnione 10 kg kruszwa i wodą do pełności, waży 19,00 „
- Woda wypchnięta przez kruszywo waży 3,87 „
- Ciężar właściwy  $C_w = \frac{10}{3,87} = 2590 \text{ kg/m}^3$ .

— Przyjmując ciężar objętościowy z przykładu 1,  $C_o = 1650 \text{ kg/m}^3$ .

— Zawartość procentowa próżni, oznaczona z równania 3, wynosi:

$$Pr = 100 \left( 1 - \frac{C_o}{C_w} \right) = 100 \left( 1 - \frac{1650}{2590} \right) = 37\%$$

— Badanie grubego ziarna o średnicy zależnej od typu mającego się zastosować asfalto-betonu, przeprowadza się ustalając przedewszystkiem mineralogiczną wartość ziaren, stopień zanieczyszczenia, a w końcu jakość uziarnienia. Po zadawalniającym wyniku badań wstępnych, uszczelnia się grubsze ziarno taką ilością mieszanki piasku z mączką, aby każde grubsze ziarno całkowicie otoczone było drobniejszym t.j. użytą została najmniejsza zawartość próżni.

Konstruując drobno-ziarnisty asfalto-beton zmieszamy np.:

6 cz. grysu o ziarnie  $\emptyset$  5 — 15 mm z 4 cz. piasku uszczelnionego mączką,

5 cz. grysu o ziarnie  $\emptyset$  5 — 15 mm z 5 cz. piasku uszczelnionego mączką,

4 cz. grysu o ziarnie  $\emptyset$  5 — 15 mm z 6 cz. piasku uszczelnionego mączką.

Przy gruboziarnistym asfalto-betonie użyjemy:

3 cz. grysu (15 — 25 mm) + 3 cz. grysu (5 — 15 mm) + 4 cz. piasku z mączką,

2 cz. grysu (15 — 25 mm) + 3 cz. grysu (5 — 15 mm) + 5 cz. piasku z mączką,

2 cz. grysu (15 — 25 mm) + 2 cz. grysu (5 — 15 mm) + 6 cz. piasku z mączką

Po wyznaczeniu ciężaru objętościowego  $C_o$  i ciężaru właściwego  $C_w$  (oddzielnie dla każdej mieszanki) określa się procentową zawartość próżni i przyjmuje do dalszego badania najkorzystniejsze kruszywa. Praktyka uczy, że najodpo-

wiedniejsze kruszywo dla konstrukcji gruboziarnistego asfaltobetonu, powinno wykazywać ciężar objętościowy (w stanie lekkiego skomprimowania), ponad 2,2 przy 16%-owej zawartości próżni — dla drobnoziarnistego asfaltobetonu, najlepszym jest kruszywo o zawartości próżni poniżej 20%, dopuszczając w skrajnym wypadku powyżej 22%.

— Analiza sitowa, stanowi dalszy etap badania uziarnienia zawartego w najodpowiedniejszym kruszywie, zestawionem doświadczalnie w sposób powyżej opisany.

Do tego celu użyć należy prócz sit tkanych, kompletu sit perforowanych o prześwicie odpowiadającym średnicy najgrubszego ziarna zastosowanego do danej konstrukcji, a zatem:

1)  $\emptyset$  5,0 mm dla ziarna 2,0 — 5,0 mm (żwir drobny odsiewany, grysik),

2)  $\emptyset$  10,0 mm dla ziarn 5,0 — 10,0 mm (żwir drobny odsiewany, grys drobny),

3)  $\emptyset$  15,0 mm dla ziarn 10,0 — 15,0 mm (żwir drobny odsiewany, grys drobny),

4)  $\emptyset$  25,0 mm dla ziarn 15,0 — 25,0 mm (żwir średni odsiewany, grys średni),

5)  $\emptyset$  35,0 mm dla ziarn 25,0 — 35,0 mm (tłuczeń drobny).

Przesiewając, wyznacza się wagowy procent zawartości poszczególnych frakcji ziaren w kruszywie, co stanowi podstawę do wykreślenia krzywej przesiewu.

Badanie kruszywa przeznaczonego do budowy ulepszonych nawierzchni konstruowanych na zasadzie betonu, dzieli się na trzy zasadnicze grupy:

a) badanie zawartości grubego ziarna,

b) badanie zawartości drobnego ziarna o średnicy od zera do pewnej granicy stanowiącej charakterystykę danego typu nawierzchni,

c) badanie zawartości wypełniacza.

— Zawartość grubego ziarna wyznacza się przesiewając odważonych np. 5000 g gróbnego kruszywa, przez komplet znormalizowanych sit, z których pierwsze posiada np. prześwit 35,0 mm.

Przyjmijmy, że na szeregu sit o średnicy oczek od 35,0 mm aż do 5,0 mm włącznie, zatrzyma się pewna ilość grubych ziaren, których średnia trzech przesiewów waży Mg.



Ilość ta wyrażona w procentach w odniesieniu do wagi badanej próbki kruszywa wynosi:

$$4. \quad \frac{M}{5000} \cdot 100 = G\% \text{ grubych ziaren w kruszywie.}$$

Przez sito o prześwicie 5,0 mm, przeszło zatem:

$$5. \quad 100 - G = D\% \text{ drobnych ziaren kruszywa.}$$

Miarą należytego uziarnienia w kruszywie jest odpowiedni stosunek ziarna drobnego do grubego, który leżąc w granicach 1 : 1 a 1 : 2 wyraża się stosunkiem:

$$6. \quad \text{Drobne : Grube} = D : G = 1 : \frac{G}{D}$$

Ustosunkowanie się wzajemne grubych ziaren t. j. tych, które zatrzymały się na granicy sita o prześwicie 5,9 mm, powinno być równomierne i jaknajbardziej różnorodne, a zatem zależnie od typu nawierzchni zawierać w odpowiednich stosunkach ziarna, zatrzymane na sicie o otworach, 10, 15, 25 i 35 mm.

— Zawartość drobnego ziarna, wyznacza się analizując przesiew, który przeszedł przez sito  $\phi$  5,0 mm, a zatrzymał się na sicie o prześwicie 0,840 mm. Średnia z trzech przesiewów, dodana po zważeniu do poprzedniej frakcji, daje łączną ilość Ng, którą wyrazić można w procentach wagowych w odniesieniu do wagi badanej próbki kruszywa:

$$7. \quad \frac{N}{5000} \cdot 100 = (G + D')\% \text{ ziaren o średnicy ponad 0,84 mm.}$$

Zawartość wypełniacza w kruszywie t. j. ziaren o średnicy poniżej 0,840 mm. wynosi procentowo:

$$8. \quad 100 - (G + D') = m\%.$$

Procentowa zawartość wypełniacza obliczona w odniesieniu do drobnego ziarna, wynosi:

$$9. \quad \frac{m}{D} \cdot 100 = m_d\%.$$

#### Przykład 4.

Ustalić najodpowiedniejsze uziarnienie w kruszywie.

Z kruszywa próbnego pobrano trzy próbki, posiadające uziarnienie od 0 — 30 mm, każdą o wadze po

5000 g, wysuszono, a następnie przesiano w ten sposób przez komplet sit znormalizowanych, że podane poniżej wartości stanowią średnią z trzech przesiewów:

a) Na sicie 5,0 mm pozostała frakcja  $M = 1300$  g.

Zawartość procentowa ziaren 5 — 30 mm wynosi zatem według wzoru 4:

$$G \% = \frac{M}{5000} \cdot 100 = \frac{1300}{5000} \cdot 100 = 26\%$$

b) Zawartość procentową drobnych ziaren o średnicy od 0 — 5 mm, ustala wzór 5:

$$D \% = 100 - G = 100 - 26 = 74\%$$

c) Stosunek ziarna drobnego do grubego według wzoru 6 wynosi:

$$1 : \frac{G}{D} = 1 : \frac{26}{74} = 1 : 0,36$$

Z powyższego okazuje się, że o ile dane kruszywo ma być użyte do nawierzchni konstruowanej na zasadzie betonu, to stosunek ziarna drobnego do grubego jest zupełnie nieodpowiedni, a uziarnienie wymaga korekcji.

W jaki sposób korekcję ziaren można przeprowadzić, omówię oddzielnie.

d) Przez sito 5 mm przeszło, a na sicie 0,84 mm zatrzymało się drobnych ziaren . . . . .  $D' = 1900$  g, wobec tego wynosi:

$$N = G + D' = 1300 + 1900 = 3200 \text{ g.}$$

Zawartość procentową ziaren grubych i drobnych, odniesioną do wagi badanej próbki, ustala wzór 7:

$$(G + D') \% = \frac{N}{5000} \cdot 100 = \frac{3200}{5000} \cdot 100 = 64\%$$

e) Zawartość procentowa mialu t. j. ziarna, które przeszło przez sito o oczkach 0,84 mm, wynosi z wzoru 8:

$$m\% = 100 - (G + D') = 100 - 64 = 36\%$$

f) Procentową zawartość wypełniacza w drobnym ziarnie t. j. o średnicy od 0,84 — 5,0 mm, określa wzór 9:

$$m_d \% = \frac{m}{D} \cdot 100 = \frac{36}{74} \cdot 100 = 49\%$$

Powyższe obliczenia dadzą się ująć w podaną poniżej formę tabelaryczną, po uwzględnieniu gradacji ziaren zatrzymanych na pośrednich sitach:

Wielkość ziarn w mm	Waga śr. w g.	Wartość %	Suma zawartości %	Określenia ziarna
0·00 — 0·074		0·0	0·0	wypełniacz
0·074 — 0·150		1·0	1·0	
0·150 — 0·177		1·5	3·5	
0·177 — 0·250		8·5	12·0	
0·250 — 0·59		9·0	21·0	
0·59 — 0·84	1300	15·0 36%	36	
0·84 — 2·0		18·0	54	drobne ziarno
2·0 — 5·0	1900	20·0 38%	74	
5·00 — 10		6·0	80	grube ziarno
10 — 15		8·0	88	
15 — 25		6·0	94	
25 — 35	1800	6·0 26%	100	

Wzajemny stosunek uziarnienia w kruszywie próbnem, można przedstawić rysunkowo, znacząc na osi odciętych gradacje uziarnień, na osi rzędnych procentowe wagowe zawartości.

Powstaje w ten sposób pewna krzywa przesiewu, która jasno obrazuje zawartości poszczególnych wielkości ziaren w kruszywie i wykazuje wzajemny ich stosunek do siebie. Ponieważ jak wiemy, od wzajemnego ustosunkowania wymiarów ziaren zależy gęstość kruszywa, oraz zawartość próżni, wobec tego starano się wypsrodkować taką idealną krzywą przesiewu, w której należyte wzajemne ustosunkowanie uziarnienia dawałoby równocześnie gwarancję najmniejszej zawartości próżni.

Zasady konstrukcji idealnych krzywych przesiewu omówię obszernie w dalszym ciągu rozważania, narazie postaram się przedstawić sposób przeprowadzenia korekcji nieodpowiedniego kruszywa, podając wpieryw ogólne wytyczne dotyczące wymagań stawianych odpowiedniemu uziarnieniu.

— Jeżeli wagowa zawartość wypełniacza (0.0 — 0.84 mm) wynosi w kruszywie więcej niż 30%, a drobnych ziaren (0.0 — 2.0 mm) ponad 60%, wówczas uważać należy uziarnienie kruszywa za nieodpowiednie i dodać tyle grubych ziaren w formie gysu, tłucznia lub żwiru, aby zawartość wypełniacza spadła do 20%, a drobnych ziaren do 48%. Nie jest przytem koniecznem, aby krzywa przesiewu grubszego uziarnienia t. j. tego od 5.0 mm w górę, przebiegała prostolinijnie.

— Gdy zawartość wypełniacza jest mniejsza niż 18% a zawartość drobnego ziarna leży poniżej 40%, wówczas uważać należy kruszywo za zbyt gruboziarniste i dodać mu tyle drobnego ziarna, aby zawartość wypełniacza osiągnęła wartość 20% a drobnego ziarna 48% ogólnej wagi badanego kruszywa.

Po tych ogólnych wskazówkach określeń tok postępowania w wypadku, gdy uziarnienie nie odpowiada powyższym zasadniczym wymaganiom.

— Korekcja uziarnienia w kruszywie. Przyjmijmy, że na 1000 l kruszywa zawierającego w sobie D% drobnego ziarna (0 — 5.0 mm), oraz G% grubego (5.0 — 30.0 mm), dodamy A l materiału korygującego o zawartości A D<sub>1</sub> ziarna drobnego (0.0 — 5.0 mm) oraz A G<sub>1</sub> grubego (5.0 — 30.0 mm).

Wynika z tego, że w A litrach materiału korygującego znajduje się:

$$10. \quad \frac{A D_1}{100} \% \text{ drobnego ziarna (0.0—5.0 mm)}$$

$$\frac{A G_1}{100} \% \text{ grubego ziarna (5.0—30.0 mm)}$$

Po zmieszaniu pierwotnego kruszywa z korekcyjnym, powinien wynosić stosunek:

$$11. \text{ ziarna } \frac{\text{drobnego}}{\text{grubego}} = \left[ \frac{A D_1}{100} + D \right] : \left[ \frac{A G_1}{100} + G \right] = \\ = 1:1 \text{ wzgl. } 1:2.$$

Jeżeli ten stosunek nie leży w określonych granicach, to korekcję uważać należy za nieodpowiednią a badanie przeprowadzić od nowa, stosując inny odpowiedniejszy materiał korekcyjny.

Przykład 5.

W przykładzie 4 wykazano, że stosunek ziarna  $\frac{\text{drobnego}}{\text{grubego}} = 1 : 0,36$ , jest nieodpowiedni, gdyż powinien wynosić przeciętnie 1:1,5, wobec tego przeprowadzić należy korekcję kruszywa:

a) Do zawartości 1000 l nieodpowiedniego kruszywa, dodaje się pewną ilość odmiennego kruszywa np. A = 1100 l, które posiada przyjmijmy 90% ziarna grubego (5.0 — 30.0 mm) oraz 10% ziarna drobnego (0.0 — 5.0 mm).

b) Nowo badane kruszywo posiada:

$$A = 1100\text{l} = AD_1 + AG_1 = 110\text{l drob.} + 990\text{l grub.}$$

Pierwotne

$$\text{kruszywo } A_1 = 1000\text{l} = D + G = \underline{740\text{l}} \text{ „} + \underline{260\text{l}} \text{ „}$$

Korygowane

$$\text{kruszywo } 2100\text{l} = 850\text{l drob.} + 1250\text{l grub.}$$

c) Stosunek skorygowanego ziarna wynosi:

$$\text{drobne : grub.} = 1 : X$$

$$X = \frac{\text{grube}}{\text{drobne}} = \frac{1250}{850} = 1.47.$$

Stosunek ziaren skorygowanych jest zupełnie zadowolniający, wobec tego poddaje się kruszywo badaniu zapomocą przesiewu i porównuje wyniki z idealnymi krzywymi przesiewu.

7. *Idealne krzywe i powierzchnie przesiewu.*

Chcąc racjonalnie rozwiązać sprawę użycia najodpowiedniejszego kruszywa do budowy nawierzchni bitumicznych konstruowanych na zasadzie betonu, należy sięgnąć do badań i doświadczeń przeprowadzanych nad betonem cementowym.

Praktycznym rezultatem zastosowania w kruszywie takiego uziarnienia, które odpowiada idealnym krzywymi przesiewu, było uzyskanie betonu cementowego o najwyższej wytrzymałości na zgniatanie.

Przy budowie nawierzchni z betonu, nie można się jednak zadowolnić samą tylko wytrzymałością na zgniatanie ewentualnie na zginanie, gdyż w rachubę wchodzi jeszcze uderzenia dynamiczne, dodatkowe natężenia wywołane znacznymi zmianami temperatur, ścieralność pod wpływem ruchu drogo-

wego, odporność na napawanie wodą a temsamem odporność na działanie mrozów.

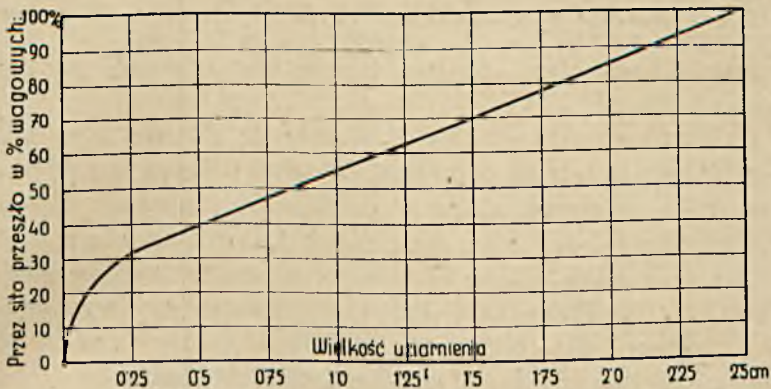
Wobec zwiększonych wymagań dyktowanych istotą ruchu drogowego, dążono do zaprojektowania i wykonania takiego wysoko wartościowego betonu, aby ten w każdym kierunku był odporny tak na wpływy atmosferyczne, jak też i mechaniczne. Do uzyskania takiego zespołu, względnie poprawienia nieodpowiedniego, prowadzą dwie drogi: polepszenie uziarnienia w kruszywie, względnie gdy to się nie opłaca — zwiększenie ilości cementu. Amerykanin Fuller opublikował pierwszy, w roku 1907, wyniki badań przeprowadzonych przez siebie nad wypośrodkowaniem takiego racjonalnego doboru uziarnienia mineralnego, któreby dało kruszywo o najmniejszej zawartości próżni, a temsamem przy najmniejszej dopuszczalnej ilości cementu zespół najgęściejszy i najwytrzymalszy na zgniecenie. Prócz Fullera, zajmowali się tą sprawą, Dr. Herrmann, Graf, niem. związek żelbetników, Hummel i inni.

#### — Krzywa Fullera.

Na podstawie badań stwierdził Fuller, że zadawalniające wyniki wytrzymałości uzyskuje beton wówczas, gdy przy stosownym doborze uziarnienia, doda się tyle miałkiego, suchego cementu, ile trzeba do wypełnienia próżni pozostałych między ziarnami kruszywa. Punkt wyjścia do tych badań stanowiła analiza przesiewu, oraz wagowe ustalenie procentowej zawartości poszczególnych wymiarów ziaren, w odniesieniu do całości badanego kruszywa.

Do najgęstszej mieszaniny ziaren, zestawionej na tej zasadzie, że próżnie między grubszym ziarnem wypełnia odpowiednio dobrane drobniejsze ziarno, dodawał Fuller, jak już poprzednio wspomniano, różne ilości cementu w suchym stanie, wypełniając nim pozostałe jeszcze próżnie.

Na podstawie szeregu badań porównawczych, doszedł on do wniosku, że dobre uziarnienie przedstawia parabola o równaniu  $P = \sqrt{\frac{d}{D}}$ , gdzie P oznacza ilość kruszywa które przechodzi przez sito o prześwicie oczek d, zaś D średnicę największego stosowanego w danym wypadku ziarna.



Rys. 2. Krzywa Fullera.

W miejsce żmudnego kreślenia paraboli, wprowadził Fuller praktyczną krzywą przedstawioną na rys. 2, składającą się z elipsy i prostej. Konstrukcja tej krzywej polega na tem, że osie podzielone zostały na 10 części, przyczem oś rzędnych oznaczająca procent wagowy ziaren pewnej określonej dymenzji, może mieć inną podziałkę niż oś odciętych, która przedstawia ziarna o średnicy od 0 do  $D_{max}$ .

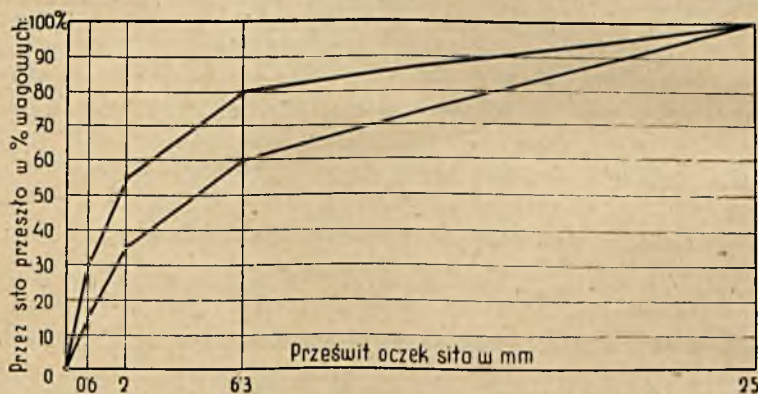
Rzędna wykreślona w punkcie oznaczającym  $\frac{1}{10} D_{max}$  o wielkości 31% wagowej zawartości drobnych ziaren (od 0 do  $\frac{1}{10} D_{max}$ ), dzieli bieg krzywej na dwie części, t. j. na element eliptyczny i prostą. Zależnie zatem od wymiarów najgrubszego ziarna, jakie dopuścimy do konstrukcji nawierzchni, ulega idealna krzywa przesiewu pewnym modyfikacjom. Część eliptyczna krzywej charakteryzuje zawartość cementu w kruszywie, którego mlewo składa się, jak wykazały przesiewy, z różnorodnego uziarnienia zawartego w granicach od 0.240 — 0.007 mm. Wyniki przesiewów kruszywa jakie zamierzamy użyć do budowy nawierzchni betonowej, powinny w przybliżeniu odpowiadać warunkom określonym idealną krzywą Fullera, w razie przeciwnym należy uziarnienie kruszywa odpowiednio skorygować.

Kreślenie krzywych w normalnej podziałce przedstawia pewne trudności, szczególnie gdy się rozchodzi o uziarnienia

drobne, zawarte w granicach od 0 do  $\frac{1}{10}$  D max. Dla przejrzystości i uniknięcia błędów, stosuje się wówczas podziałkę logarytmiczną.

Krzywe Hermanna, stosuje się głównie przy badaniu takiego kruszywa naturalnego, które posiada w sobie bardzo wiele drobnego ziarna w porównaniu z grubem. Zasadnicza różnica między oznaczeniem najlepszego uziarnienia u Fullera a Hermanna polega na tem, że Hermann nie uwzględnia przy konstruowaniu swej krzywej cementu jako wypełniacza w kruszywie, gdy tymczasem u Fullera stanowi cement podstawę krzywej, określoną jej eliptycznym biegiem.

Krzywej Fullera zarzuca się, że daje w praktyce beton o zbyt małej zawartości piasku, wytrzymały wprawdzie bardzo na ściskanie, ale trudny do ułożenia.



Rys. 3. Krzywa średnia i graniczna Herrmanna.

Rodzaj materiału:	Uziarnianie	N o r m a:		
		średnia %	graniczna %	
P i a s e k	0'00 — 0'2	5 } 15%	30%	
	0'2 — 0'6			10
żwirek odśiany żwirek drobny odśiany żwirek średni odśiany	0'6 — 2'0	20 } 85%	25 } 70%	
	2'0 — 6'3			24
	6'3 — 25'0			40
		100%	100%	



Celem odpowiedniego zestawienia ziaren w kruszywie, złożonem z piasku i żwiru odsiewanego, ustalił Dr. Hermann średnią i graniczną normę, określającą minimalną procentową zawartość charakterystycznych uziarnień w kruszywie naturalnem.

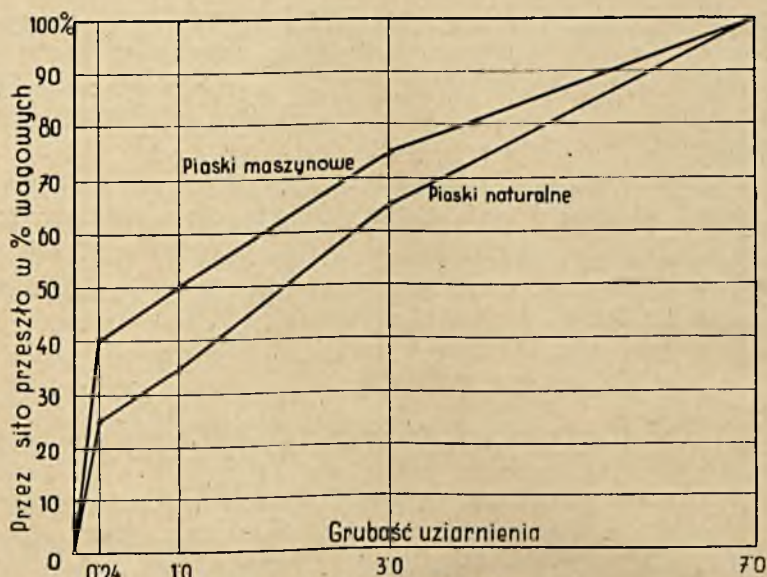
Idealne krzywe przesiewu wykreślone na podstawie powyższych średnich i granicznych wartości (rys. 3), charakteryzują się tem, że w granicznym wypadku obniża Hermann zawartość grubych ziaren do 20% w odniesieniu do całości, uważając tę ilość za dopuszczalne jeszcze minimum.

#### — Krzywe Grafa.

Charakterystyką tej krzywej jest ograniczenie badań jedynie do ziarna drobnego (od 0.0 do 7.0 mm), t. j. do takiego uziarnienia, które stanowi materiał zaprawy cementowej.

Przy ustalaniu pojęcia o sposobie wykonania najodpowiedniejszego betonu, wyszedł Graf z założenia, że należy do pewnej ilości wysokowartościowej zaprawy dodać tyle grubszych ziaren mineralnych, na ile dana konstrukcja betonu zezwala. Zadaniem zaprawy jest przytem nietylko wypełnić próżnię, lecz również spoić z sobą poszczególne ziarna.

Wobec takiego położenia, sprowadza Graf zadanie użycowania najodpowiedniejszego betonu, do zadania sporządzenia najodpowiedniejszej zaprawy cementowej, gdyż ta decyduje poza jakością kamienia, o odporności i wytrzymałości betonu. Gradacja grubszego ziarna nie została wprowadzicie przez Grafa unormowana, jasnym jest jednak, że wzajemne ustosunkowanie ziaren grubych do siebie, powinno być tak dobrane, aby na zasadzie najmniejszych zawartości próżni, wypadła ilość zaprawy możliwie najekonomiczniejsza. Ze stanowiska praktyki budowlanej wypada zaznaczyć, że wykonanie betonu nie polega na oddzielnem sporządzaniu zaprawy i dodawaniu do niej grubego ziarna, lecz na wsypaniu do mieszarki piasku, żwiru i cementu w odpowiednim stosunku, oraz dokładnem wymieszaniu zawartości. Technika wykonania niema jednak wpływu na zasadniczą tezę Grafa, poszerza ją conajwyżej, gdyż cement nie stanowi wówczas lepszycza dla samego wyłącznie drobnego ziarna, lecz dla całego uziarnienia jakie się w zespole znajduje.

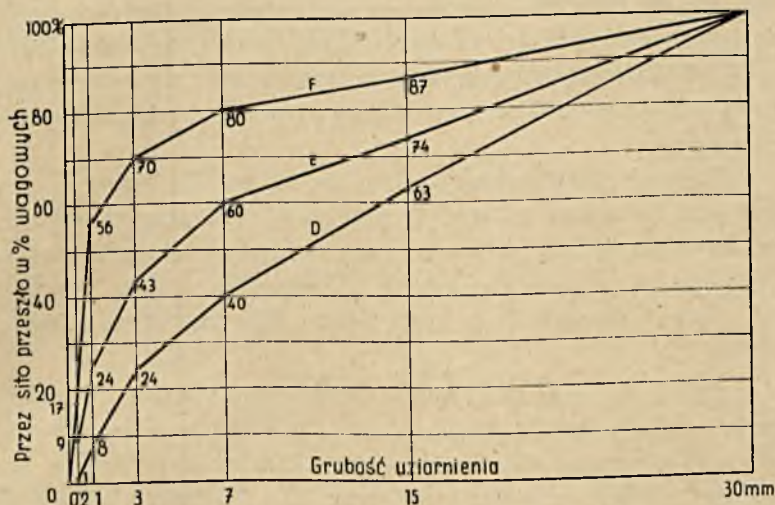


Rys. 4. Krzywe Grafa.

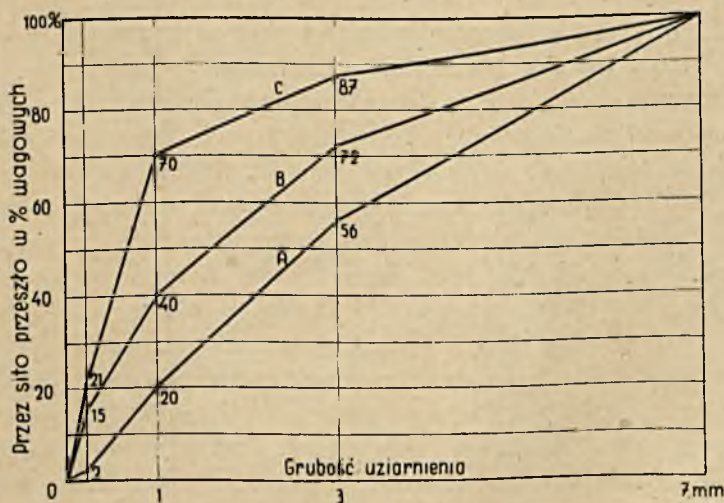
Idealne krzywe przesiewu skonstruowane przez Grafa (rys. 4), dotyczą temsamem uziarnienia zaprawy przyrządzanej na sucho. Krzywe, z których dolna oznacza mieszankę naturalnego piasku żwirowego z cementem, górna piasku i grysiku maszynowo kruszonego z cementem, posiadają następującą procentową zawartość poszczególnych uziarnień:

Stosunek uziarnienia w krzywych Grafa				
Przechodzi przez sito o prześwicie oczek	Piasek żwirowy naturalny		Piasek i grysik maszynowo tłuczony	
	pojedynczo %	Razem %	pojedynczo %	Razem %
0,24 mm	25	25	40	40
1,00 „	10	35	10	50
3,00 „	30	65	25	75
7,00 „	35	100	25	100

— Powierzchnia przesiewu. Praktyka wykazała, że niewolnicze dostosowanie doboru uziarnienia do idealnych krzywych przesiewu, nie jest bezwzględnie konieczne. Stwierdzono mianowicie że mimo zastosowania kruszywa, którego krzywe przesiewu niepokrywały się z idealnymi krzywami,



Rys. 5. Krzywe graniczne niem. związku żelbetników.



Rys. 6. Krzywe dla piasku niem. związku żelbetników.

otrzymano beton o wytrzymałości, praktycznie biorąc, prawie tejsamej jak ten, który konstruowano na zasadzie idealnych krzywych przesiewu. Na podstawie rozważań popartych praktycznymi doświadczeniami, starano się ustalić pewne dopuszczalne granice odchyień w uziarnieniu od krzywej idealnej, nie powodując przytem umniejszenia wytrzymałości betonu.

Na tej zasadzie skonstruowano t. zw. powierzchnie korzystnych krzywych przesiewu dobrego uziarnienia, posiadające tę właściwość, że wszystkie kruszywa, których krzywe przesiewu znajdują się wewnątrz tej powierzchni, stanowią dobre uziarnienie.

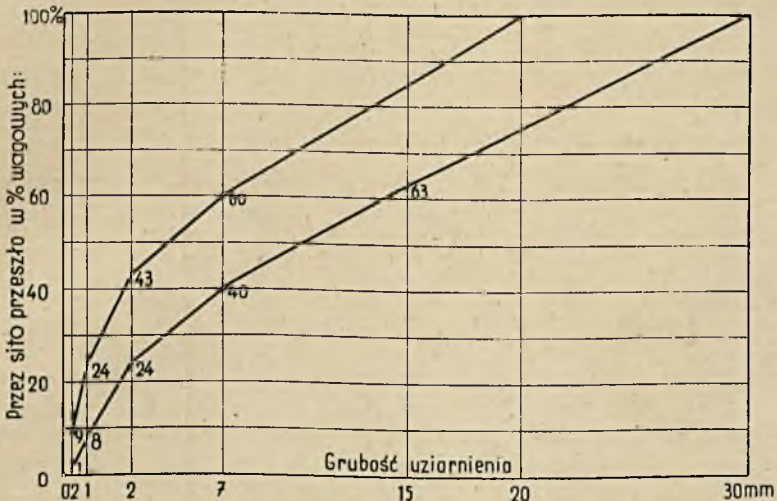
Związek niemieckich żelbetników, ustalił krzywe graniczne przedstawione na rys. 5, przyczem to kruszywo uważane jest za odpowiednie, gdy jego krzywa przesiewu leży między krzywymi diagramu D oraz F. Specjalnie dobre kruszywo jest takie, którego linja przesiewu leży między diagramem D oraz E.

Opierając się na regule Grafa, wyznaczono graniczne krzywe przesiewu dla piasku rys. 6, przyczem uziarnienie piasku jest wówczas odpowiednie, gdy linja jego przesiewu mieści się między krzywymi A oraz C. Najlepszy piasek jest wówczas, gdy linja jego przesiewu leży między krzywymi A oraz B.

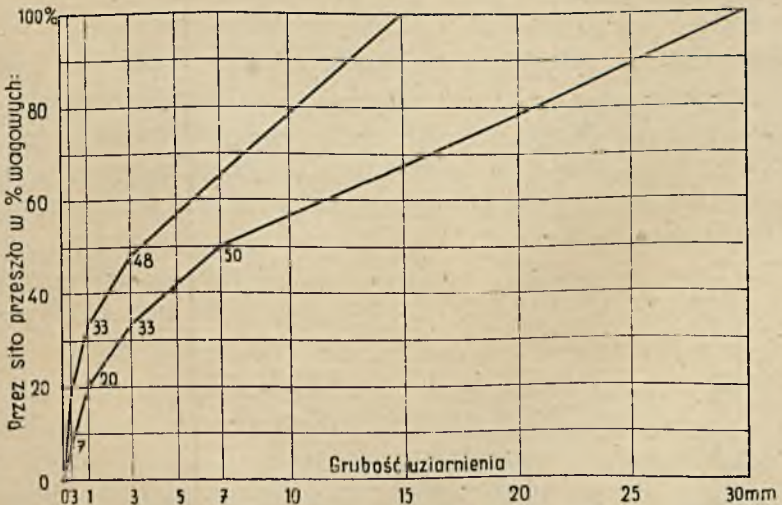
Ponieważ skład grubego uziarnienia w kruszywie powyżej  $\phi$  7.0 mm, jest jak wiadomo bez porównania mniej ważny niż skład uziarnienia poniżej tego wymiaru, zatem krzywe graniczne określające powierzchnie korzystnych krzywych przesiewu, nie muszą się schodzić w punkcie odpowiadającym rzędnej 100%, zbudowanej na odciętej w punkcie największej średnicy użytego ziarna, lecz mogą przebiegać począwszy od uziarnienia 7.0 mm równoległe do siebie, a nawet mogą być do pewnego stopnia rozbieżne. Wskutek takiego ujęcia sprawy, zwiększa się obszar idealnej powierzchni przesiewu dla kruszywa, dając temsamem możność łatwiejszego opinjowania o dobroci kruszywa nawet wówczas, gdy jego ziarno nie dosięga swym wymiarem najwyższej średnicy dopuszczalnej w danej konstrukcji. Ponieważ wypadki takie zachodzą w praktyce bardzo często, przeto pow. korzystnych krzywych przesiewu zbudowane na tej zasadzie, okazały się bardzo celowe. Inż. Dr. A. Hummel, proponuje kształt korzystnej powierzchni przesiewu odpowiadający typowi naszego przeciętnego kruszywa, według krzywych granicznych przedstawionych na rys. 7.

Z uwagi na to, że przy budowie nawierzchni konstruowanych na zasadzie betonu, wskazanem jest uzyskać jaknaj-

większą szczelność konstrukcji, wobec tego korzystnie jest przesunąć linje ograniczające powierzchnię przesiewu dobrego kruszywa nieco ku górze, jak to wskazano na rys. 8, aby temsamem ograniczyć zastosowanie grubszego ziarna.



Rys. 7. Korzystna pow. przesiewu wedł. Inż. D-ra A. Hummela.



Rys. 8. Korzystna pow. przesiewu wedł. Inż. D-ra A. Hummela.

### 8. Wyznaczenie ilości bitumu w zespole.

Celem zbudowania wytrzymałej nawierzchni bitumicznej skonstruowanej na zasadzie betonu, należy dodać kruszywu tyle bitumu, aby nietylko powłókł dokładnie wszystkie ziarna, lecz również wypełnił po skomprimowaniu masy próżnie między nimi zawarte. Tę najistotniejszą ilość bitumu konieczną do wykonania konstrukcji, wyznacza się z próżni zawartej w jednostce przestrzennej kruszywa po naturalnem skomprimowaniu zapomocą potrząśnięcia lub lekkiego nacisku.

Ponieważ betony bitumiczne przyrządza się w temperaturze 160—180° C, a rozścielona masa posiada podczas wałowania średnią temperaturę około 150° C, wobec tego liczyć się należy z tem, że przy tak wysokiej ciepłocie, zwiększy bitum poważnie swoją objętość i wytworzy niepożądaną nadwyżkę lepizcza, utrudniającą zawałowanie nawierzchni.

Dla uniknięcia tych przykrych następstw wpływających ujemnie na trwałość nawierzchni, zmniejszyć należy podczas wykonywania wagową ilość bitumu wyznaczoną rachunkowo na podstawie zawartości próżni. Naturalnie, że nie pozostaje bez wpływu procentowe zmniejszenie ilości bitumu wyznaczonej dle objętości odpowiadającej temperaturze 25° C, gdyż po ostygnięciu zawałowanej masy, powstaje z natury rzeczy pewna ilość próżni spowodowana zmniejszeniem się objętości bitumu wskutek przejścia z temperatury 150° C do 25° C.

W laboratorium Tow. „Rhenanja — Ossag” w Düsseldorfie, określono dla Mexfaltu E, współczynnik rozszerzalności na 0.00061, co posłuży (w przykł. 6) do rachunkowego ustalenia procentowego zwiększenia się objętości bitumu, wskutek przyrostu temperatury do 150° C.

Aby określić ilość bitumu wymaganą do powleczenia ziaren i wypełnienia próżni, przyjmę, że 100 jednostek przestrzennych kruszywa, o wadze 100 . C<sub>0</sub> kg/m<sup>3</sup>, posiada P<sub>r</sub> % próżni.

— Do wypełnienia próżni należy użyć bitumu w ilości:

$$12. \quad B = P_r \cdot C_b \text{ kg}$$

gdzie C<sub>b</sub> oznacza jednostkowy ciężar objętościowy bitumu w temperaturze około 25° C.

— Wagowa zawartość bitumu B, odniesiona do ciężaru objętościowego użytego kruszywa, wynika z proporcji:

$$100 \cdot C_o : P_r \cdot C_b = 100 : B$$

$$13. \quad B = \frac{P_r \cdot C_b}{C_o} \text{ kg}$$

— Procentową zawartość bitumu B, odniesioną do 100 jednostek wagowych kruszywa, określić można z proporcji:

$$(100 + B) : B = 100 : X$$

$$14. \quad X = B_1 = \frac{B \cdot 100}{100 + B} \%$$

Ilość bitumu obliczona w powyższy sposób a konieczna do wykonania należytego zespołu, ulega pewnej modyfikacji w wypadku gdy zamiast asfaltu naftowego, użyty zostanie naturalny asfalt Trinidadzki, który zawiera w sobie, jak wiadomo zaledwie 57% czystego bitumu, a 33% mączki kamiennej o ziarnie koloidalnem, zawieszonem równomiernie w bitumie.

Właściwość powyższą asfaltu naturalnego uwzględnia się podczas budowy, wprowadzając stosowną korekcję bitumu oraz mączki, opartą na następującem rozważaniu:

— Jeżeli do 100 kg asf. naturalnego, który posiada	57 kg bit.
dodamy np. 25 „ „ naftowego, o zawartości	25 „ „
wobec tego 125 kg mieszanki asf. nat. + asf. naft. posiada	82 kg bit.
czyli 100 „ „ wykazuje zawartość:	66 „ „

O ile więc obliczono na zasadzie poprzednich rozważań że dla 1000 kg kruszywa trzeba użyć 75 kg czystego bitumu naftowego, wówczas stosując asfalt naturalny, należy w ten sposób zwiększyć jego wagową ilość, aby ustalona zawartość 75 kg czystego bitumu, rzeczywiście była w konstrukcji dochowana. Osiągnąć to można stosując mieszaninę asfaltową (asf. nat. + asf. naft.) w ilości:

$$66 : 75 = 100 : X$$

$$X = \frac{100 \cdot 75}{66} = 114 \text{ kg.}$$

Na tem nie kończy się jednak nasze zadanie. Ponieważ w 114 kg mieszanki mieści się 33% mączki kamiennej o ziarnie koloidalnem wagi około 39 kg, wobec tego nie mogąc dopuścić do nadmiaru mączki w zespole, należy umniej-

szyc jej wagową zawartość w kruszywie o 39 kg, co odpowiada w przybliżeniu ilości około 4% ogólnej wagi mączki.

Dla uproszczenia manipulacji, stosuje się podczas budowy przy dozowaniu surowców do mieszarki, miary przestrzenne. Uproszczenie to w niczem nie zmienia pierwotnej zasady, gdyż znając wagowy stosunek poszczególnych gradacji ziaren do siebie, oraz ich ciężar objętościowy, z łatwością przeliczyć można jednostki wagowe na przestrzenne.

*Przykład 6.*

Wyznaczyć ilość bitumu dla danego kruszywa:

— Przyjmuję jako założenie, że dobrano najkorzystniejsze uziarnienie kruszywa i ustalono:

$$\text{Ciężar objętościowy } C_0 = 2.2$$

$$\text{Ciężar właściwy } C_w = 2.75$$

— Procentowa zawartość próżni w kruszywie:

$$P_r = 100 \left( 1 - \frac{C_0}{C_w} \right) = 100 \left( 1 - \frac{2.2}{2.75} \right) = 20\%$$

Ilość bitumu o temperaturze 25°C, potrzeba do wypełnienia próżni w kruszywie:

$$B = \frac{P_r \cdot C_b}{C_0} = \frac{20 \cdot 1.04}{2.2} = 9.45$$

części wagowych bitumu, na 100 części wagowych kruszywa.

— Procentowa zawartość bitumu odniesiona do 100 jednostek wagowych kruszywa:

$$B_1 = \frac{B \cdot 100}{100 + B} = \frac{945}{109.45} = 8.63\%$$

Aby obliczyć przyrost objętościowy bitumu w temperaturze wałowania 150°C, oraz wyznaczyć nadwyżkę bitumu jaką należy potrącić z ilości powyżej obliczonej, przyjmę że użyto do konstrukcji i wbudowano całkowitą ilość bitumu

$$B = \frac{20 \cdot 1.04}{2.2} = 9.45$$

części wagowych bitumu, na 100 części wagowych kruszywa.

— W temperaturze 150°C, wynosi

$$B = \frac{a \cdot C_b^{150^\circ\text{C}}}{2 \cdot 2} = 9.45, \text{ z czego}$$

$$a = \frac{9.45 \cdot 2 \cdot 2}{C_b^{150^\circ\text{C}}}$$



— Ponieważ:  $B \cdot 2 \cdot 2 = 20 \cdot 1 \cdot 04 = a \cdot C_b 150^\circ C$

$$\text{wobec tego } \frac{a}{20} = \frac{1 \cdot 04}{C_b 150^\circ C}, \quad a - 20 = \frac{1 \cdot 04 - C_b 150^\circ C}{C_b 150^\circ C}$$

— Nadwyżka bitumu N, spowodowana wzrostem temperatury do  $150^\circ C$ , wynosi:

$$N = a - 20 = \frac{1 \cdot 04 - C_b 150^\circ C}{C_b 150^\circ C} \cdot 20 \dots \%$$

$$\text{przyczem } C_b 150^\circ C = \frac{1 \cdot 04}{1 + (150 - 25) 0 \cdot 00061} = \frac{1 \cdot 04}{1 \cdot 076} \approx 0 \cdot 965$$

$$\text{Nadwyżka } N = \frac{1 \cdot 04 - 0 \cdot 965}{0 \cdot 965} \cdot 20 = 1 \cdot 56\%$$

objętości użytego bitumu.

— Nadwyżka bitumu, spowodowana wzrostem temperatury, wyrażona w procentach, wynosi:

$$\frac{1 \cdot 56 \cdot 0 \cdot 965}{2 \cdot 2} = 0 \cdot 68\%$$

części wagowych bitumu, na 100 części wagowych kruszywa.

— Aby uzyskać celową konstrukcję betonu bitumicznego, należy obliczoną poprzednio ilość 9·45 części wag. bitumu przypadającą na 100 części wag. kruszywa, zmniejszyć o 0·68, wobec czego procentowa zawartość bitumu wyniesie okrągło 8·75 kg bitumu na 100 kg danego kruszywa. W praktyce drogowej wynosiło potrącenie 0·5 — 1·0% tej ilości bitumu, jaką obliczono z zawartości próżni.

Obliczona w powyższy sposób ilość bitumu, wystarcza jak już na wstępie zaznaczyłem do powleczenia ziaren kruszywa oraz wypełnienia próżni.

Obserwując bliżej konstrukcję nawierzchni bitumicznej, stwierdzić można że na jej trwałość, elastyczność i wytrzymałość, wpływa poważnie grubość naskórka bitumicznego, stanowiącego powłokę powierzchni ziarna mineralnego, przyczem grubość tej powłoki powinna być dostosowana do rozmiaru średnicy ziarna, oraz typu konstrukcji danej nawierzchni. Najkorzystniejsza grubość naskórka bitumicznego powlekającego najdrobniejsze ziarno kruszywa w konstrukcji betonowej, waha się od 3·5 — 7·0  $\mu$  (1  $\mu$  = 0·001 mm), natomiast, na ziarnie kruszywa stosowanego do konstrukcji makadamowej, wynosi grubość naskórka bez porównania więcej i dochodzi do kilkuset  $\mu$ .

Tak n. p. dla ziarna Termaku o średnicy 4 cm, przy zastosowaniu 3% mazi, wynosi grubość naskórka około 600  $\mu$ .

Pierwotnie starano się wyznaczać grubość powłoki bitumicznej zapomocą badań mikroskopowych. Ponieważ sposób ten nie dawał dobrych wyników, gdyż preparaty stale się zamazywały, wobec tego starano się rachunkowo wyznaczać powłokę bitumiczną.

Pierwszy podjął tę myśl Dr. Hermann, wyznaczając rachunkowo dla 1 kg kruszywa, powierzchnię specyficzną ziaren przy pomocy wzoru:

$$15. \quad P \text{ (m}^2\text{)} = 0 \cdot 000314 \frac{J}{d \text{ (mm)}}$$

przyczem P, oznacza powierzchnię specyficzną w m<sup>2</sup>, ziaren zawartych w 1 kg kruszywa, o pewnym określonym ciężarze właściwym.

„ J, oznacza ilość ziaren o  $\phi$  do 1 cm, zawartych w 1 kg badanego kruszywa.

„ d, określa idealną  $\phi$  w mm pewnej frakcji uziarnienia, zawartego w kruszywie.

Badanie grubości uziarnienia nie powinno się ograniczać do  $\phi$  74  $\mu$ , odpowiadającej situ ameryk. Nr. 200, oraz do przyjmowania dla reszty ziaren, które przeszły przez sito średnicy  $\phi$  37  $\mu$ , względnie 30  $\mu$ , jakiejś przeciętnej średnicy jak to uczynił Dr. Hermann, gdyż oznaczona w ten sposób pow. specyficzna ziaren najdrobniejszej frakcji, jest poważnie mniejsza niż w rzeczywistości.

Określenie najdrobniejszego uziarnienia zawartego w mączce, posiada wielkie znaczenie przy porównywaniu frakcji uziarnienia przesiewów dwu gatunków mączki, których ziarna przeszły przez sito Nr. 200. Badanie gradacji tego najdrobniejszego uziarnienia mączki, ma z tego względu tak poważne znaczenie w budownictwie betonowych nawierzchni, gdyż od koidalnie drobnych ziaren łączących się z bimumem, zależy dokładne wypełnienie próżni, oraz jak już na wstępie zaznaczyłem, cementująca właściwość bitumu.

Gradację najdrobniejszych ziaren mączki, które przeszły przez znormalizowane sito ameryk. Nr. 200, wyznaczyć można albo przy pomocy sit laboratoryjnych:

Nr. 230 o prześwicie 0'062 mm

Nr. 270 „ „ 0'053 „

Nr. 325 „ „ 0'044 „

albo też przy pomocy żmudnych badań mikroskopowo - optycznych, szlamowania prądem płynu, rozpylania prądem powietrza, lub metodą strącania osadu.

*Przykład 7.*

Obliczyć powierzchnię specyficzną danego kruszywa, oraz wagową ilość bitumu, potrzebną do powleczenia ziaren.

— Dane jest kruszywo drobnoziarnistego asfalto-betonu, zestawione na podstawie idealnych krzywych przesiewu, oraz określone na tabl. III powierzchnie specyficzne charakterystycznych uziarnień.

*Obliczenie powierzchni specyficznej ziaren oraz ilości bitumu koniecznej do jej powleczenia.*

Prześwit oczek sita w mm	Zawartość uziarnienia w % wago- wych w od- niesieniu do 1 kg kruszy- wa		Pow. Spec. ziaren w 1 kg. kruszywa	w 100 kg. kruszywa posiadają ziarna			Razem dm <sup>3</sup> bitumu
	pojedyn- czo;	Ra- zem		powierzchni specyficznej	m <sup>2</sup>	Grubość powłoki w mm	
10 — 5	8%	8 $\frac{1}{2}$	0'15m <sup>2</sup>	100.0'08.0'15=	1'2 m <sup>2</sup>	0'0075	0'01
5 — 2	18,,	26,,	0'70 „	100.0'18.0'70=	12'6 „	0'006	0'08
2 — 0'42	20,,	46,,	1'75 „	100.0'20.1'75=	35'0 „	0'005	0'17
0'42 — 0'177	24,,	70,,	5'50 „	100.0'24.5'50=	132'0 „	0'004	0'53
0'177 — 0'074	20,,	90,,	15'50 „	100.0'20.15'0=	300'0 „	0'003	0'90
0'074 — 0'062	6,,	96,,	32'00 „	100.0'06.32'0=	194'0 „	0'003	0'58
0'062 — 0'044	4,,	100,,	90'00 „	100.0'04.90'0=	360'0 „	0'003	1'08
				Razem:	1035'0 „	Razem	3'35

Uwzględniając ciężar właściwy asfaltu  $C_w = 1'04$ , oraz biorąc pod uwagę wyniki podane w przykł. 6, okazuje się, iż z obliczonej ilości 8'75 kg bitumu, przypada na powleczenie ziaren kruszywa 3'5 kg, na wypełnienie próżni 5'25 kg asfaltu.

Nie wchodząc w szczegóły dotyczące laboratoryjnych właściwości lepiszcza drogowego, podam w końcu ogólne wskazów-

ki kiedy najracjonalniej zastosowywać można do konstrukcji makadamu lub betonu, jedno z trzech zasadniczych lepiszczy drogowych t. j. smołę, cement lub asfalt.

— Smoła pogazowa nadaje się głównie do budowy nawierzchni konstruowanych na zasadzie makadamu. Przez stałe polepszanie właściwości technicznych smoły pogazowej oraz jej mieszanek z asfaltem, dopuścić można gatunki szlachetniejsze, również i do budowy nawierzchni konstruowanych na zasadzie betonu.

— Cement portlandzki, jako hydrauliczny środek wiążący, w pierwszym rzędzie nadaje się do budowy monolitowych nawierzchni na zasadzie betonu. Stosowany do makadamu w nawierzchniach „tłuczniowo-cementowych”, dał wówczas wyniki dodatnie, gdy obciążenie ruchem mieszanym (o przewadze ruchu samochodowego), nie przekraczało 500 ton na dobę.

— Asfalt naturalny oraz ponaftowy, nadaje się do budowy nawierzchni konstruowanych tak na zasadzie makadamu, jak też i betonu, znajdując więcej wszechstronne zastosowanie w budownictwie drogowym, niż smoła pogazowa lub cement.

Na pytanie, w jakim wypadku należy zastosować nawierzchnię o typie makadamu, a w jakim o typie betonu — daje odpowiedź wielkość i rodzaj nasilenia ruchem drogowym. Na podstawie wielkości natężenia wywołanego siłami statycznymi i dynamicznymi, które zaczepiają w punkcie zetknięcia się obręczy koła z jezdnią i działają skośnie do nawierzchni w kierunku przeciwnym do kierunku ruchu pojazdu, określa się nie tylko grubość fundamentu, lecz również typ konstrukcji nawierzchni. Jeżeli pod silnym i ciężkim ruchem drogowym powstają tak poważne natężenia, wywołane działaniem sił dynamicznych, iż konstrukcyjny szkielet niosący złożony z ziaren wzajemnie wyklinowanych, nie może wytrzymać naporu ruchu i ulega rozluźnieniu a temsamem destrukcji, wówczas muszą być zastosowane nawierzchnie monolitowe konstruowane na zasadzie betonu, których wytrzymałość jest przy zastosowaniu cementu bezsporną, przy zastosowaniu natomiast asfaltu, uzależniona do pewnego stopnia od temperatury zewnętrznej.

W miarę wzrostu temperatury następuje nierozłączne zmiękczenie bitumu, objawiające się takim zmniejszeniem siły cementującej bitumu, że nawierzchnia staje się zbyt podatna na

działanie sił zewnętrznych. Przeciwdziałać temu można do pewnych granic: przez zastosowanie odpowiedniej ilości mączki, która podwyższa jak wiemy właściwości kitujące bitumu — przez użycie bitumu wysokowartościowego o odpowiednio wysokim punkcie mięknięcia i znacznych właściwościach kitujących — w końcu przez zastosowanie nienagannego uziarnienia piasku, jakoteż dobre skompromowanie walcami rozścielonej warstwy materiału.

W miarę obniżenia się natomiast temperatury poza granicę — 1° C. maleje do zera wytrzymałość bitumu na ciągnięcie, wskutek czego następują w okresie niskich temperatur, przy najmniejszej nawet deformacji niedość silnego podłoża lub pokładu, większe lub mniejsze rysy oraz pęknięcia w nawierzchni bitumicznej. Objaw ten stwierdzony wielokrotnie w nawierzchniach bitumicznych na obszarze G. Śląska, omówię dokładniej w oddzielnej publikacji. Narazie zaznaczę tylko ogólnie, że głównym powodem tej wadliwości występującej z reguły wczesną wiosną, a nie mającej nic wspólnego z przełomami drogowymi, jest zbyt słaba konstrukcja pokładu niedostosowana do wytrzymałości podłoża na danej przestrzeni drogi, względnie do natężenia spowodowanego ruchem pojazdów.

---

INŻ. FRANCISZEK PRZEWIRSKI.

## UBEZPIECZENIE ROBOTNIKÓW DROGOWYCH W ŚWIETLE NOWEJ USTAWY SCALENIOWEJ.

Jeśli we wszystkich nieomal warsztatach pracy słyszy się narzekania w związku z ogłoszeniem nowej ustawy o ubezpieczeniu społecznym, to w odniesieniu do robotników drogowych stanowi on specjalnie uciążliwe obciążenie. Zaczniemy od przykładu: Jak się ubezpiecza Jana N, zwykłego małorolnego mieszkańca wsi, który mając małe gospodarstwo rolne, od czasu do czasu chce sobie parę groszy zarobić? Otóż jeśli tego Jana N, najmie nadzorca meljoracyjny do robót meljoracyjnych (np. kopanie rowów osuszających) na okres krótszy niż 25 dni, to wedle art. 6 Ustawy należy go ubezpieczyć tylko „od wypadku lub choroby zawodowej”. Jeśli tego samego Jana N.

weźmie do roboty nadzorca pocztowych linii telegraficznych, na okres nie dłuższy niż jeden miesiąc, to w myśl tego samego artykułu ustawy, należy go ubezpieczyć tylko „na wypadek choroby i macierzyństwa”. O ile naszego poczwięgo Jana N. weźmie do roboty choćby na jeden dzień przy kopaniu rowów na drodze nadzorca drogowy, to Jan musi być ubezpieczony i „na wypadek choroby i macierzyństwa” i „od wypadku lub choroby zawodowej” i nawet „skutkiem wszelkich innych przyczyn” (ubezpiecz. emerytalne).

Przykład ten nie wymaga komentarzy.

Już dawne ustawy o ubezpieczeniu w odniesieniu do robotników drogowych były specjalnie uciążliwe, t. j. niewspółmiernie obciążały fundusze drogowe w stosunku do świadczeń na rzecz ubezpieczonych. Szczegółowo przedstawiłem te stosunki w art. umieszczonym w Nr. 9 Wiadomości Pol. Kongr. drog. z 1927 r. — a to na podstawie dat uzyskanych z przeprowadzonej podówczas w tym celu ankiety na terenie jednego z województw. Nowa ustawa stosunki te nie tylko nie polepszyła, ale w znacznym stopniu pogorszyła, stwarzając ponadto, wskutek zbyt skomplikowanej rachunkowości, trudności dla Zarządów drogowych wprost nie do przewyciężenia.

W konsekwencji tego po kilku miesiącach wejścia w życie ustawy, ani żadna Ubezpieczalnia dokładnie nie wie jak wykonać w praktyce ubezpieczanie robotników drogowych zgodnie z ustawą i przepisami wykonawczymi, ani nie wie tego żaden Zarząd drogowy — trzymanie się bowiem ściśle przepisów, jest w niektórych wypadkach istotnie niemożliwym. Nie uwzględniono bowiem specjalnych warunków pracy przy robotach drogowych, prowadzonych przez Zarządy drogowe w każdym powiecie w kilkudziesięciu naraz punktach pracy i to robotnikami ciągle się zmieniającymi — zależnie od miejsca roboty na drodze.

Przecież robót tych nie można traktować narówni z robotami w jakiejś fabryce, gdzie stale ci sami robotnicy pracują.

Zarządy drogowe musiałyby chyba trzymać specjalne siły kancelaryjne do prowadzenia czynności buchalteryjnych i wypełniania skomplikowanych druków i obliczeń.

A jaki z tego rezultat dla ubezpieczonych? Dosłownie żaden.

Na podstawie wieloletniej praktyki drogowej stwierdzić można, że korzyści dla robotników drogowych w stosunku do wysokości płaconych przez Zarządy drogowe opłat socjalnych są *dosłownie minimalne*.

Niestety nie przeprowadzono dotąd choćby jednej rocznej statystyki we wszystkich Zarządach Drogowych na temat; „Ile wynoszą opłaty na ubezpieczenia społeczne robotników drogowych i jaką wartość przedstawiają korzyści robotników z tych ubezpieczeń”? Gdyby to zrobiono, wyniki byłyby napewno rewelacyjne. Uprzytomnijmy sobie bowiem, że wedle nowej Ustawy stawki ubezpieczeń społecznych robotników drogowych wahać się będą w granicach od około 12 — 16% zarobków, przyczem ze względu na przeważnie niskie stawki dniówkowe robotników, opłaty te w całości obciążają fundusze drogowe. Do opłat tych doliczyć należy jeszcze jeden procent na Fundusz Pracy — które to kwoty potraça się robotnikom, oraz koszty druków i wykazów, i podane wyżej wysokie koszty manipulacyjne. I dla czyjej korzyści to wszystko? Twierdę napewno: ani dla robotników, ani dla dróg!

Nie chcę jednak sprawy ubezpieczeń społecznych robotników drogowych rozważać jedynie negatywnie — i stawiam konkretne wnioski, w jakim kierunku, zdaniem mojem, powinna pójść nowelizacja Ustawy scaleniowej w odniesieniu do robotników drogowych:

1) Całkowitemu ubezpieczeniu społecznemu (chorobowe, od wypadku i emerytalne) powinni podlegać jedynie stali funkcjonariusze jak np. dróżnicy, nadzorcy drogowi i mostowi, mechanicy walców drogowych i t. p.

2) Robotnicy drogowi dzienni, o ile pracują przez okres dłuższy jak jeden miesiąc, powinien podlegać jedynie ubezpieczeniu na wypadek choroby i od wypadków.

3) Robotnicy drogowi dzienni, o ile pracują przez okres mniejszy jak jeden miesiąc, oraz robotnicy akordwi powinni podlegać jedynie ubezpieczeniu od wypadków.

4) Obliczanie opłat od robotników pod 2) i 3) powinno być zryczałtowane i obliczane miesięcznie lub półrocznie procentowo od ogólnej kwoty wypłaconej za robociznę drogową, podobnie jak to było dotąd stosowane w b. Zakładzie ubezpieczeń od wypadków we Lwowie. Jedynie stali funkcyjna-

rjusze, wymienieni pod 1) powinni być imiennie zgłaszani do Ubezpieczalni, ale i od nich stawki miesięczne opłat powinny być stałe i miesięcznie płacone, w zależności od wysokości poborów i pełnionych funkcj.

5) Stawka procentowa powyższych ubezpieczeń winna ulec znacznemu obniżeniu i stać w odpowiednim stosunku do obliczonych statystycznie świadczeń Ubezpieczalni na rzecz robotników.

## PRZEGLĄD CZASOPISM TECHNICZNYCH.

### I. Zagadnienia finansowe, ekonomiczne i organizacyjne gospodarki drogowej.

1. Auto — Nr. 6. — Czerwiec 1934. *Motoryzacja w Sowietach.* (7 str. + 7 fot. + 1 mapka). Inż. R. Minchejmer.

*Sowiety* posiadały na 1 stycznia 1933 r. ogółem 75.000 samochodów, mają jednak zamiar powiększyć ich ilość na 1 stycznia 1938 r. do 580.000, dążąc jednocześnie i do powiększenia sieci dróg bitych i gruntowych w tym okresie do 210.000 kilometrów. Przy końcu 1931 r. istniały w Z. S. S. R. dwie, zorganizowane przy pomocy firm amerykańskich, fabryki samochodów: 1) w Moskwie, i 2) w m. *Gorkij* (dawny Niznij-Nowgorod). Produkcja samochodów w Rosji w okresie ostatniego pięciolecia 1928 — 1933 przedstawiała się jak następuje:

1928	—	824 samochodów
1929	—	1763 "
1930	—	8570 "
1931	—	20.437 "
1932	—	25.150 "
1933	—	49.000 "

W pierwszej połowie 1933 r. fabryka w Moskwie wykonała 20.000 samochodów ciężarowych 2,5 tonnowych, a w drugiej połowie tego roku zaczęto budować i samochody ciężarowe o nośności 3 tonny.

W m. *Gorkim* wykonano w roku 1933 ogółem 25.000 samochodów (osobowych i ciężarowych) według dwóch typów *Forda*.

W najbliższej przyszłości Z. S. R. R. zamierza uruchomić wielką fabrykę samochodów na *Uralu* o rocznej produkcji 200.000 samochodów.

Według urzędowej statystyki ogólna ilość samochodów w Z. S. R. R. wynosiła:

1.I. 1929	—	28.200 w tem ciężarowych 50%.
1.I. 1930	—	35.100 " " 66%.
1.I. 1932	—	53.100 " " 70%.
1.I. 1933	—	75.300 " " 74%.



W gospodarstwie wiejskiem pracuje obecnie 35.000 maszyn w przemyśle — 27.000, w gospodarce komunalnej — 4.000 i t. d.

Niezależnie od budowy samochodów Z. S. S. R. prowadzi szczegółowe badania naukowe w celu skierowania programu motoryzacji na właściwe tory, i w tym celu zorganizowano specjalny Instytut Badawczy, poświęcony sprawom motoryzacji. Jedną z ciekawych prób, zorganizowanych przez ten Instytut, była wyprawa samochodowa w r. 1933 (lipiec — koniec września), w postaci przebiegu na trasie o długości 6.375 kil. z Moskwy do pustyni *Karakum* (Turkiestan) i z powrotem. W wyprawie tej brały udział 23 samochody (osobowe i ciężarowe).

2. Auto — Nr. 5. — Maj 1934. *Motoryzacja Trzeciej Rzeszy*. (4 str. + 10 fot.). P. H. Glücksmana.

Rewolucja narodowo-socjalistyczna w Niemczech wysunęła na naczelne miejsce swego programu na przyszłość hasło motoryzacji. Rychła realizacja motoryzacji w Niemczech została zapowiedziana przez Kanclerza Hitlera podczas otwarcia wystawy samochodowej w Berlinie w r. 1933. W swem przemówieniu inauguracyjnym Kanclerz Trzeciej Rzeszy podkreślił, że popierać będzie jaknajszersze rozpowszechnienie pojazdów motorowych, nie troszcząc się nawet zbyt o wytworzoną przez to konkurencję kolejom. Pierwszym posunięciem w kierunku motoryzacji w Niemczech było ustalenie programu i rozpoczęcie budowy nowoczesnej sieci dróg, przeznaczonych wyłącznie dla ruchu samochodowego. Następnie zdecydowano popierać jaknajbardziej ułatwienia dla nabywców pojazdów samochodowych, zwalniając całkowicie nabywców nowych samochodów od podatków. Rząd Rzeszy zachęca swych obywateli do kupna nowych samochodów, nie powodując się dążeniami do podniesienia dobrobytu swych obywateli, lecz przedewszystkiem, według zdania autora artykułu, względami natury wojskowej. Ogromnie ułatwiają kupno samochodów obywatelom niemieckim wyjątkowo niskie ceny, gdyż istnieją popularne typy wozów, których ceny podczas tegorocznego salonu samochodowego w Berlinie (8 — 12 marca 1934 r.) wahały się w granicach 1800 — 2000 R. M. Chociaż ceny te wydają się dumpingowe, jednak fabrykanci niemieccy zdecydowali się widocznie wypuścić nowe wozy po niesłychanie niskich cenach, licząc na możliwość pokrycia swych kosztów przez zwiększony zbyt, i w dodatku zapewniają sobie w każdym razie pochwałę swego Rządu. Zwracał też na siebie uwagę podczas salonu automobilowego w Berlinie specjalnie tani niemiecki typ 45-o osobowych autobusów.

3. Auto — Nr. 5 i 6. — Maj i czerwiec. *Gospodarka drogowa Województwa Śląskiego*. Z. Kłaczyńska. (7 str. + 5 fot. + 1 mapa drogowa).

Obecne Województwo Śląskie obejmuje ziemie, które należały doaborów niemieckiego i austriackiego, a więc Górny Śląsk i Śląsk Cieszyński, posiadały odmienne ustawodawstwo i organizację administracji drogowej. Obszar Górnego Śląska — o powierzchni 3.200 km<sup>2</sup> i Śląsk Cieszyński — o powierzchni 1029 km<sup>2</sup> — miały odpowiednio 1529 km i 530 km dróg bitych. Podział tych dróg bitych na poszczególne kategorie był następujący:

	Górny Śląsk	Śląsk Cieszyński	Razem
Drogi państwowe	— 215 km	— 34 km	— 249 km.
„ powiatowe	— 736 „	— 312 „	— 1048 „
„ gminne	— 440 „	— 141 „	— 581 „
„ prywatne	— 138 „	— 43 „	— 181 „
<b>Razem:</b>	<b>1529 km</b>	<b>530 km</b>	<b>2059 km.</b>

Na drogach Górnego Śląska stosowano przed wojną przeważnie nawierzchnie z tłucznia bazaltowego, lecz w okręgach przemysłowych na drogach o bardzo ciężkim i intensywnym ruchu kołowym zaczęto na kilka lat przed wojną stosować nawierzchnie ciężkiego typu w postaci bruku z kostek granitowych, korzystając z tanich materiałów kamiennych z kamieniołomów na Śląsku niemieckim pod Wrocławiem.

Śląsk Cieszyński w okresie przed wojną rozporządzał bardzo ograniczonymi środkami finansowymi, i wobec tego budowano tanie drogi, przeważnie bez odpowiedniego podłoża o znacznych spadkach i małych promieniach z zastosowaniem materiałów kamiennych naogół małowartościowych. W pierwszym okresie po objęciu Śląska przez władze polskie kredyty na konserwację i budowę dróg były bardzo ograniczone. Zasadniczo warunki finansowe polepszyły się dopiero w roku 1928, gdy Województwu Śląskiemu udało się zaciągnąć pożyczkę inwestycyjną, przeznaczając z niej 12 milionów złotych na drogi. Niezależnie od tego Sejm Śląski włączył do budżetu na okres 1928/29 sumę 3.050.000 zł., jako subwencję drogową dla samorządów. Ustalono pięcioletni program budowy nowych dróg i ulepszenia istniejących.

W okresie 1924 — 1932 wybudowano w obrębie Województwa Śląskiego 149 kilometrów nowych dróg. Tempo budowy było następujące:

1924 — 0,6 km	1929 — 34,2 km
1925 — 3,5 „	1930 — 46,2 „
1926 — 10,4 „	1931 — 13,3 „
1927 — 13,0 „	1932 — 11,6 „
1928 — 15,9 „	
<b>43,4 km</b>	<b>105,3 km.</b>

Oprócz budowy nowych dróg przebudowano gruntownie:

- 1) drogę Skoczów — Wisła — Jaworzynka,
  - 2) „ Goczałkowice — Dziedzice — Bielsko,
- oraz kilka dróg w miejscowościach klimatycznych.

Ulepszenie polegało:

- 1) na drogach o mało intensywnym ruchu na naprawie jezdni zniszczonych w okresie wojny lub zaniedbanych bezpośrednio po wojnie.
- 2) na drogach o średniej intensywności ruchu wzmocniono nawierzchnię, stosując powierzchniowe smołowanie,
- 3) na drogach o intensywnym ruchu zmieniono istniejącą nawierzchnię na nawierzchnię ciężkiego lub średniego typu. Do dróg tej trzeciej kategorii zaliczono następujące:

- 1) Katowice — Pszczyna — Goczałkowice — Bielsko — Bystra;
- 2) Bielsko — Cieszyn;
- 3) Skoczów — Ustron — Wisła — Granica pow. Żywieckiego;

4) Katowice — Mikołów — Pawłowice — Cieszyn, z odnogą do miejscowości Jastrzębie — Zdrój;

5) Rybnik — Raciborz;

6) Katowice — Mysłowice — Oświęcim.

Kierownictwo budowy zorganizowano w Katowicach i w Cieszynie.

Wobec braku odpowiednich sił technicznych i doświadczenia co do typów najodpowiedniejszych nawierzchni, z początku administracja musiała walczyć z dużymi trudnościami. Budowano odcinki doświadczalne o nawierzchniach różnych typów. Roboty wykonywano przez przedsiębiorców, którzy przy budowie nawierzchni ciężkiego typu dawali sześcioletnią gwarancję. W ten sam sposób wykonywano i powierzchniowe smołowanie. Z biegiem czasu wyszkolono własny personel techniczny i przeprowadzono próby wykonania robót sposobem gospodarczym, poczem rozpoczęto prowadzenie robót na szerszą skalę we własnym zarządzie.

Zwrócono specjalną uwagę na przebudowę istniejących na drogach mostów i na budowę nowych. Z większych nowych mostów wypada wymienić most żelazo-betonowy na Wiśle w Goczałkowicach o długości 176 m. Artykuł podaje następnie szczegółowe zestawienie materiałów kamiennych zużytych przy budowie: przy przebudowie dróg w okresie 1924 — 1932, ceny tłuczni, wykaz powierzchni ulepszonych nawierzchni drogowych wykonanych w tym okresie, oraz wydatki na budowę i konserwację mostów. W okresie 1924 — 1932 wykonano:

1) mostów drewnianych 246 mb, 2) żelbetowych — 863 mb i 3) żelaznych 24 mb (ogółem 1123 mb).

Wydatki na gospodarkę drogową Woj. Śląskiego w okresie lat 1924 — 1932 były następujące:

(Administracja, konserwacja, przebudowa i budowa):

		z tego Skarb Śląski		Samorządy:
1924	— 2.250.000 zł.	—	1.830.000 zł.	— 420.000 zł.
1925	— 3.355.000 „	—	1.259.000 „	— 2.096.000 „
1926	— 3.654.000 „	—	1.067.000 „	— 2.587.000 „
1927	— 5.816.502 „	—	1.074.000 „	— 4.742.502 „
1928	— 6.349.219 „	—	2.770.777 „	— 3.578.442 „
1929	— 19.452.558 „	—	13.914.874 „	— 5.537.684 „
1930	— 26.349.753 „	—	18.773.659 „	— 7.576.094 „
1931	— 12.172.081 „	—	8.913.057 „	— 3.259.024 „
1932	— 5.400.863 „	—	3.647.931 „	— 1.753.132 „

Jednocześnie z budową i ulepszeniem sieci drogowej Śląski Urząd Wojewódzki zajął się reformą ustawodawstwa drogowego. Wynikiem tego dążenia do reformy była ustawa drogowa pod tytułem „*Ustawa o budowie i utrzymaniu dróg* z dnia 9 stycznia 1933 r.”, ogłoszona w Dzienniku Ustaw Śląskich Nr. 3 — z dn. 1.II. 1933. Ustawa ta zawiera następujące rozdziały:

1) Krasyfikację dróg, 2) Administrację drogową, 3) Koszty budowy i utrzymania dróg publicznych, 4) Opłaty drogowe, 5) Świadczenia w naturze.

12 grudnia 1933 r. wydano ustawę o przepisach porządkowych na drogach publicznych.

Opracowany w r. 1928 przez Urząd Woj. pięcioletni program konserwacji budowy i przebudowy dróg i mostów został całkowicie wykonany. Obecnie Urząd Wojewódzki opracowuje nowy program budowy dróg bitych, budowy ulepszonych nawierzchni oraz konserwacji na r. 1934/35. Zamierzono wybudować 34 kilometry nowych dróg oraz 54 km. ulepszonych nawierzchni.

4. Monthly Review Issued by Railway Research Service, Czerwiec 1934. *Opłaty samochodowe w stanie Pensylwania.*

Naczelný Dyrektor Biura Dróg Publicznych (Bureau of Public Roads) inż. T. H. Macdonald udzielił, na skutek zapytania jednego z senatorów, następujących informacji o praktykowanych obecnie w stanie Pensylwania opłatach drogowych od samochodów i wydatkach na budowę i konserwację dróg na całym obszarze Stanów Zjednoczonych P. A. w okresie 1921 — 1929.

Opłaty samochodowe w Stanie Pensylwania w dolarach.

Rodzaj samochodu	osobowe	ciężarowe							
		$\frac{1}{2}$ tonny	$\frac{3}{4}$ t.	1 t.	$1\frac{1}{2}$ t.	2 t.	3 t.	4 t.	5 t.
Roczna opłata za prawo jazdy . . . .	10.50	16.50	26.00	35.00	45.00	63.00	90.00	110.00	155.00
Podatek od benzyny w przeciągu roku . . . .	14.00	20.00	21.50	25.00	43.00	50.00	60.00	75.00	100.00
Suma opłat uiszczanych przez właścicieli samochod. . .	24.50	36.50	47.50	60.00	88.00	113.00	150.00	185.00	255.00
Pożądany przybliżony udział w kosztach drogowych: konserwacji budowy i amortyzacji, przypadający na właścicieli samochodów .	26.00	26.00	46.00	58.00	58.00	100.00	159.00	212.00	276.00

Wydatki na budowę i konserwację dróg na całym obszarze Stanów Zjednoczonych w latach 1921 — 1929.

Podatki ogólne i dotacje, bezpośrednie i różne wpływy . .	808.416.433	(dolarów ameryk.).
Dotacje ze Skarbu Federalnego	728.531.941	" "
Podatki samochodowe	3.677.503.633	" "
	5.214.452.007	" "
Obligacje . . . . .	870.344.537	" "

Razem: 6.084.796.544 (dolarów ameryk.).

5. Omnia — Czerwiec 1934. — *Propozycje naczelnego dyrektora Kolei we Francji inż. Dautry w celu skordynowania ruchu samochodowego i kolejowego we Francji.*

Podczas zorganizowanej niedawno konferencji w paryskim klubie „Rotary-Club” inż. Dautry zakomunikował o przebiegu swych pertraktacji z przedsiębiorcami przewozów samochodowych z Departamentu „Seine-Inférieure”. Na specjalnem zebraniu w Ministerstwie Robót Publicznych, na które zgłosili się liczni, chociaż nie wszyscy zaproszeni, zainteresowani przedsiębiorcy, inż. Dautry zadał im następujące pytanie: „W jaki sposób należałoby zorganizować przewozy kolejowe i samochodowe w Departamencie „Seine inférieure” w razie, gdyby ich jeszcze zupełnie nie było”. Z ogólnej długości 886 kilometrów linii kolejowych w tym departamencie bezsporną wartość, jako pierwszorzędnę drogi komunikacyjnej, posiadają linje:

1) *Paris — le Havre*, eksploatowana w ten sposób, że kursują na niej pociągi pośpieszne z przeciętną szybkością 100 kilometrów na godzinę i wyposażone w nowoczesny komfort,

2) *Paris — Dieppe*, która jest cenną ze względu na połączenia pocztowe i która przewozi w nocy większą część przesyłek, kierowanych w dzień na aeroplany, i

3) linja *Rouen—Dieppe*—łącznica poprzeczna dwóch linii poprzednich.

Reszta linii kolejowych w departamencie *Seine-Inférieure* są to linie o ruchu mało intensywnym i bez wielkiego znaczenia komunikacyjnego.

Z ogólnej ilości 886 kilometrów inż. Dautry byłyby zdecydowany właściwie zamknąć ruch na 486 kilometrach, redukując cały ruch pociągów do jednego pociągu towarowego na dobę nawet co drugi dzień, by przewozić kompletnie załadowanymi wagonami węgiel, żwir, drzewo i ładunki masowe. Możliwe nawet zupełnie skasować ruch pociągów na tych linjach, o ileby nie udało się zebrać dostatecznego tonażu towarów, by zapewnić załadowanie kompletnych wagonów. Uległyby zupełnemu skasowaniu przewozy pasażerów i drobnicy na tych linjach. Jednym słowem Ministerstwo Robót Publicznych skłonne jest ponieść ofiarę w postaci unieruchomienia 485 kilometrów swych linii kolejowych. Na pozostałych 400 kilometrach (z ogólnej ilości 886 kilometrów sieci kolejowej tego departamentu) byłyby nadal eksploatowane jedynie najważniejsze dworce kolejowe: *Vernon Oissel*, *Motteville* i *Yvetot*, podczas gdy pozostałe byłyby zamknięte dla przewozów, nie zapewniających załadowania wagonów o pełnym ładunku. Wypada więc że zamkniętoby ruch na 486 kilometrach z ogólnej ilości 886 kil. i na 78 dworcach kolejowych. Dzięki temu udałoby się zapewnić autobusom dostateczną ilość kilometro-wozów, by zabierały podróżnych z dworców kolejowych, które pozostałyby czynne, a samochodom ciężarowym dostateczną ilość kilometro-tonn, by dostarczać towary do *Rouen*, do *Havru* i do dworców, obsługiwanych nadal przez pociągi. Chociaż samochodowe przedsiębiorstwa przewozowe byłyby, przy takim podziale przewozów, do pewnego stopnia poszkodowane, przewożąc jedynie 70 — 80% tego co obecnie i może z mniejszym zyskiem, niż obecnie, gdy wożą samochodami towary z *Hawru* do *Paryża*, lub z *Hawru* do *Lyon*, lecz jednak mogłyby liczyć jeszcze na zupełnie poważne zyski. Zrzeczenie się przez koleje 30 — 40% swych zysków odpowiadałoby zrezygnowaniu przez przedsiębiorstwa przewozów sa-

mochodowych z 20 — 30% swych zysków obecnych. Przy takim jednak wzajemnem uregulowaniu podziału przewozów skazanoby na zagładę i zanik 40% urządzeń komunikacyjnych przestarzałych już i nie dostosowanych do nowoczesnych potrzeb i wymagań i dodanoby życia i energii 60% nowoczesnych urządzeń komunikacyjnych, mających perspektywę dalszego rozwoju i zgodnie z interesem zbiorowym.

6, Der Strassenbau — No. 11 — 1 czerwca 1934 r. *Drogi samochodowe Rzeszy Niemieckiej, jako symbol programu obecnego rządu*. Artykuł Nacz. Inspektora Zarządu Drogowego Rzeszy Niemieckiej — Dr. inż. T o d t'a (3 str. + 3 fot.).

Program budowy dróg samochodowych w Niemczech stanowi jedno z ogniw w zakrojonym na szerszą metę programie Kanclerza Adolfa Hitlera zmotoryzowania komunikacji. Naród niemiecki, jak twierdzi autor artykułu, wymaga stworzenia możliwości zatrudnienia dla szerokich mas swych obywateli, by skutecznie walczyć z obecnym kryzysem gospodarczym. Podczas gdy Stany Zjednoczone posiadają na 1.000 mieszkańców — 200 samochodów, Anglja i Francja — 40, Rzesza Niemiecka — tylko 10. Jak doniosły wpływ na ożywienie życia gospodarczego wywrze motoryzacja komunikacji wystarczy zaznaczyć, że, nawet przy obecnie słabo rozwiniętej komunikacji samochodowej w Niemczech, 13% całkowitej produkcji stali absorbuje przemysł samochodowy. Jeżeli zamiast hamować będzie się popierało rozwój przemysłu samochodowego nie tylko wzrośnie produkcja samochodów, lecz i podniesie się znacznie produkcja stali i nastąpi ożywienie w górnictwie i związanych z niem gałęziach przemysłu. Niejednokrotnie kwestjonuje się potrzebę motoryzacji wobec tego, że ma się do dyspozycji gotowe i dobrze wyposażone inne środki komunikacyjne, a w pierwszym rzędzie sieć kolei żelaznych. Na to inż. T o d t' odpowiada: 1 tona stali, zastosowana w samochodzie, daje moc pociągową 40 HP, a w lokomotywie zaledwie 4 HP.

W przeciągu 1932 roku statystyka wykazała, że jeden wagon towarowy taboru kolejowego w Niemczech przewiózł 440 tonn, podczas gdy jeden samochód ciężarowy — 1.300 tonn. Wypada więc, że motor samochodowy jest znacznie doskonalszym mechanizmem niż lokomotywa, a lekki samochód jest trzykrotnie wydawniejszym środkiem przewozowym, niż ciężki wagon kolejowy. W dodatku samochód ciężarowy przewozi towary od drzwi do drzwi, eliminując potrzebę przeładunków, tak znacznie podrażających przewozy kolejowe. Podczas, gdy koleje dążą na całym świecie do wprowadzenia najnowszych postępów techniki, samoloty podróżują z coraz bardziej wzrastającą szybkością, statki oceaniczne skracają do minimum czas przejazdu przez ocean, w dziale przewozów samochodowych toleruje się niewykorzystanie możliwości nowoczesnych motorów samochodowych i traci się około 50% ich zdolności przewozowe nie budując odpowiednich nowoczesnych dróg specjalnie do tego ruchu samochodowego dostosowanych. Należało więc jaknajrychlej zmienić ten nienormalny stan rzeczy i już 11 lutego 1933 roku, zaledwie w jedenaście dni po objęciu Rządu Rzeszy Kanclerz Hitler podczas otwarcia wystawy samochodowej zapowiedział swój program motoryzacji i związany z tem bezpośrednio program budowy nowoczesnych dróg samochodowych. 1 maja 1933 r. szczegółowy plan realizacji tego

programu został już sporządzony. Coprawda już w okresie poprzednich 7 lat (1926 — 1933) prowadzono studia budowy sieci nowych dróg w Niemczech, lecz, jak się dosadnie wyraża inż. T o d t „bez celu radzono, liczono i spierano się, by w wyniku tej jałowej gadaniny doprowadzić ilość bezrobotnych w Niemczech do zastraszającej cyfry 7.000.000”. 23 czerwca 1933 r. uchwalono odpowiednią ustawę o budowie państwowych dróg samochodowych na zupełnie odmiennych od poprzednio stosowanych, zasadach. Dawniej myślano wciąż tylko o ulepszeniu i rozbudowie istniejących dróg, dostosowując swój program robót inwestycyjnych do potrzeb obecnego ruchu samochodowego, bez należytego uwzględnienia przyszłych potrzeb i rozwoju tego ruchu, obecnie postawiono sobie zadanie budować zupełnie niezależne, nowe i nowoczesne drogi samochodowe, by oczekiwany w przyszłości rozwój ruchu samochodowego nie został sparaliżowany przez nieodpowiedni spóźniony rozwój dróg samochodowych. W okresie 1926 — 1933 wydano w Niemczech na budowę dróg około 3.5 miljarda marek, lecz bez widocznej, jak twierdzi inż. T o d t, korzyści dla kraju, podczas gdy program budowy państwowych dróg samochodowych na okres najbliższych 10 lat (1933 — 1943) przewiduje na nowoczesne i bardzo szerokie drogi samochodowe identyczny wydatek. 27 m a r c a 1934 r. wydano w Niemczech również dodatkową ustawę, mającą na celu ujednostajnienie administracji drogowej na obszarze całej Rzeszy niemieckiej. Pomyślano też i o tem, by obok motoryzacji pojazdów i budowy odpowiednich nowoczesnych dróg samochodowych zapewnić zaopatrzenie samochodów w odpowiednie materiały pędne przez właściwe zarządzenia celne i organizacyjno-gospodarcze, by w tej dziedzinie dążyć do samowystarczalności. Naogół budowane obecnie w szybkim tempie państwowe drogi samochodowe mają skutecznie i celowo uzupełnić istniejącą w Niemczech sieć dróg komunikacyjnych: 60.000 kilometrów linii kolejowych, 25.000 kilometrów szlaków samolotowych, 13 000 kilometrów żeglownych rzek i kanałów oraz 200.000 kilometrów istniejących dróg kołowych.

Inż. T o d t kończy swój artykuł, mówiąc, że „dbać będziemy o to, by państwowe drogi samochodowe były nietylko najszybsze, najbezpieczniejsze i najbardziej nowoczesne, lecz też i najpiękniejsze na świecie”.

7. Der Strassenbau. 9 Maj 1934 rok. *Wydatki Francji na drogi w r. 1934.*

Podczas gdy w roku 1933 przewidziano we Francji na konserwację i budowę dróg 1257 milionów franków (1 Fr. = 0.35 zł.), na rok 1934 preliminowano zaledwie 713 milionów franków. Minister Robót Publicznych żądał 1.115 milionów franków, parlament jednak zredukował tę sumę do 713 milionów franków, co ma wystarczyć na 80 000 kilometrów dróg państwowych, t. zw. po francusku: *Routes Nationales*.

Automobiliści francuscy są bardzo niezadowoleni z tej znacznej i raptownej redukcji wydatków na cele drogowe we Francji, tembardziej że obciążono ich dopiero co wprowadzonym specjalnym podatkiem od materiałów pędnych w rozmiarze 0.50 franków (0.175 zł) od litra. Niezadowolenie to potęguje jeszcze bardziej, przeświadczenie, że w Niemczech rozpoczęto wykonanie na bardzo szeroką skalę pomyślanego programu budowy państwowych dróg samochodowych, mających na celu ożywienie życia gospodarczego i zmniejszenie bezrobocia przez motoryzację ruchu na drogach,

## VII. Bruki kamienne.

1. Dle Beton - strasse Nr. 6. Czerwiec 1934 r. *Zastosowanie betonu i bruku z kamienia w postaci nawierzchni typu „Concrelith”* (2 rys. + 7 fot. + 2 i 1/2 str.).

Nawierzchnie z betonu i z kostki kamiennej zaliczyć należy do najbardziej trwałych. Wykonujemy nie bruk z kamienia na podłożu betonowym i nie bruk z wypełnieniem spoin zaprawą cementową lecz monolit, w którym kamienie bruku i beton tworzą jednolitą masę. Kamienie bruku są wtopione na całą swoją wysokość w masę betonu. Otrzymujemy w ten sposób sztywną i stanowiącą monolit nawierzchnię o dużej wytrzymałości i wysokiej odporności na ścieranie się powierzchni. Przy tym typie nawierzchni mogą poszczególne bloki kamienia mieć kształty i wielkość bardzo nieprawidłowe, gdyż wszystkie próżnie pomiędzy blokami kamiennymi wypełnia twardniejący beton. Możemy więc stosować surowe bloki kamienne z kamieniołomów, lub też bloki kamienne z dawnych bruków na drogach. Przy wykonaniu nawierzchni tego typu układamy bloki kamienne na podłożu z betonu o składzie 1 : 6 w postaci warstwy 10 cm grubej; bloki kamienne, o wysokości 15 — 20 cm, układamy na warstwie betonu w ten sposób, że ostre końce kierujemy na dół, a bardziej płaskie do góry. Układamy bloki w planie w ten sposób, że ostre rogi dotykają szerszych boków bloków sąsiednich. Kamienie dotykają się wzajemnie i formują przerwy w postaci trójkątów, co pozwala na wypełnienie tych przerw betonem. Ubijamy kamienne bloki taranem ręcznym, co powoduje podnoszenie się betonu do góry w przerwach pomiędzy blokami. Następnie posypujemy górną powierzchnię warstwą równomiernie uziarnionego gysu 15/30 mm lub drobnego szabru 20/40 mm, polewając następnie powierzchnię płynną zaprawą cementową o składzie 1 : 3.

Po ponownym ubiciu uzupełniamy wypełnienie przerw pomiędzy blokami kamiennymi warstwą zaprawy cementowej, do której, w celu powiększenia odporności na ścieralność, dodajemy twardego gysu 5/12 mm. Wyrównujemy starannie graczami warstwę zaprawy cementowej, dążąc do pozostawienia na powierzchni kamieni jaknajmniejszej ilości zaprawy. Zbyteczną zaprawę usuwamy ostrożnie włosianymi szczotkami. Poprzeczne spoiny dylatacyjne wykonujemy naogół w miejscach odpowiadających przerwom w pracy przy końcu dnia roboczego. Wypełniamy te spoiny w analogiczny sposób, jak i w nawierzchni z betonu. Otrzymujemy nawierzchnię, o grubości przeciętnej około 20 cm, i nazywamy ją nawierzchnią typu „Concrelith”. Naogół nawierzchnia ta nie wymaga specjalnego podłoża. Koszt nawierzchni tego typu, specjalnie przy stosowaniu brukowca z dawnej nawierzchni dróg, wypada bardzo tanio. Przy przebudowie dawnych dróg z brukowca polnego na ten typ nawierzchni zużywamy na 1 m<sup>2</sup>: cementu 25 kgr, piasku 110 li trów, 5 litrów grubszego gysu, lub ewentualnie tyleż drobnego szabru, 3 litry drobnego gysu; liczyć należy 1.3 — 1.5 godzin robotnika na 1 m<sup>2</sup>. Nawierzchnie tego typu są wykonywane już od 3-ich lat w północnych i zachodnich prowincjach Niemiec i, przy zastosowaniu nawet przeważnie najgorszego brukowca, wyniki otrzymane uważać można za dobre.



## IX. Drogi betonowe.

1. Revue generale des routes et de la construction routiere. Nr. 101 Maj 1934 r. *Próby stosowania betonu poddanego wibracji (wstrząsom) przy wykonaniu płyt drogowych w Stanach Zjednoczonych P. A. inż. Mar-cotte.*

W Stanach Zjednoczonych budowane są drogi z betonu, już od dziesięciu zgóry lat i udało się dzięki temu uzyskać nawierzchnie, po których mogą jeździć samochody z dużą szybkością i bez narażania się na niebezpieczne wypadki.

Drogi o nawierzchni betonowej są jednak bardzo kosztowne.

Wobec tego wykonano cały szereg prób w Stanach Zjednoczonych, by zredukować niezbędną ilość cementu na 1 m<sup>3</sup> betonu do możliwego minimum, nie zmniejszając wytrzymałości płyt betonowych i ich przepuszczalności dla wody. Ustalono, że poddanie betonu wibracji (wstrząsom) pozwala zredukować znacznie ilość wody niezbędnej dla przygotowania betonu, a co zatem idzie i zmniejszyć ilość cementu, gdyż, jak powszechnie wiadomo, stosunek wagi wody do wagi cementu decyduje o własnościach wytrzymałościowych i wodoprzepuszczalności betonu.

Podczas, gdy przy stosowaniu zwykłych metod wykonania drogowych płyt betonowych należało przestrzegać normy, by opadnięcie betonu, mierzone zapomocą stożka A b r a m s'a nie było mniejsze od 2" (5 cm), udało się przy stosowaniu wibracji betonu podczas jego wykonania, uzyskać beton również wytrzymały przy opadnięciu, wynoszącym 1" (2.5 cm).

Przy wykonywaniu tych prób stosowano przy wykończeniu nawierzchni 3 wibratory po 1/3 HP każdy, które wykonywały 3.600 wstrząsów na minutę. Metoda wibracji betonu pozwala uzyskać dość znaczną oszczędność na cemencie, gdyż zredukować można przy składzie betonu 1 : 1,6 : 3,45 ilość cementu w przybliżeniu o 30 kgr na 1 metr sześcienny betonu.

2. Roads and streets — Nr. 5.—Maj 1934 r. *Nowy typ bruku z bloków betonowych* (1<sup>1</sup>/<sub>2</sub> str. + 4 fot.).

Na drodze t. zw. „Albany post road”, w stanie *New-York P. A.*, wykonano nowy typ bruku z kostek betonowych na próbnym odcinku, o długości 350 stóp (≈ 107 m), pomiędzy miejscowościami *Ossining* a *Scarboro*. Bruk zastosowanego w tym wypadku typu nosi nazwę „Ultimate” i został opatentowany według projektu inż. L. F. Hewetta. Kostki, a właściwiej bloki betonowe, dla tego bruku są wykonywane w następujący sposób. Na poziomej płaszczyźnie formy układa się odłamki granitu, lub skały twardej innego gatunku, o wymiarach: 2<sup>1</sup>/<sub>2</sub>" (6.3 cm) wysokie i 2" × 3" (5,1 cm × 7,6 cm) szerokie, w planie; przerwy pomiędzy odławkami kamieni wypełniamy zaprawą, a następnie na tem podłożu wykonujemy warstwę ubijanego betonu o grubości 4" — 5" (≈ 10 cm × 12,7 cm). Bloki mają w planie formę prostokątną o wymiarach około 1' × 2' (0,30 m × 0,60 m). Beton, z którego wykonujemy bloki, wytrzymuje na zgniecenie 490 kgr/cm<sup>2</sup>, a same bloki — 700 kgr/cm<sup>2</sup>. Wykonujemy bruk z tych bloków betonowych dopiero po upływie 30 dni od chwili ich zabetonowania. Podłoże składa się z warstwy łuczniaka, o grubości około 5" (12,7 cm); warstwę łuczniaka waluujemy 15-tonnowym walcem. Podłoże, wykonane w wyżej podany sposób, pokrywamy warstwą suchej zaprawy na grubość 1" (2,5 cm). Na zaprawie tej

układamy gotowe bloki betonowe w szeregach poprzecznych 1' (0,305 cm) szerokich, dbając o to, by spoiny podłużne pomiędzy blokami wypadają w środku długości bloków sąsiednich. Następnie poddajemy wykończony bruk z kostek wałowania, a spoiny (o grubości około  $\frac{1}{4}$ "—6 mm) wypełniamy zaprawą cementową lub asfaltem. Odcinek drogi, na którym ułożono na próbę ten typ kostek betonowych, miał szerokość 34' ( $\approx$  10,4 m) i w środku jezdni mieliśmy nawierzchnię z klinkieru na podłożu betonowym 20' ( $\approx$  6,10 m) szerokiem, a na poboczach dwa pasy betonowe po 7' (2,13 m) szerokie. Wyłamano nawierzchnię z klinkieru na szerokości 12' (3,76 m) w kierunku poprzecznym i odsłonięto dawne podłoże betonowe. Na dawnym podłożu wykonano warstwę zaprawy cementowej o składzie 1 : 4 i na niej dopiero pokładano bloki betonowe warstwami poprzecznymi prostopadle do obrzeży. Po wykończeniu pierwszej sekcji tego typu bruku z kostek betonowych wypełniono spoiny mieszaniną asfaltową i niezwłocznie po posypaniu powierzchni kostek cienką warstwą piasku otwarto ruch. W normalnych warunkach należy wykończony bruk tego typu poddać jeszcze wałowaniu, lecz w danym wypadku, wobec gotowego dawnego podłoża betonowego, wałowania nie stosowano. Bruk ten układali niewykwalifikowani robotnicy, pracujący zwykle przy remoncie dróg. Koszt robocizny wypadł jak następuje: mieszanie zaprawy, przenoszenie i układanie bloków oraz zalewanie spoin asfaltem — 0,20 dolara na kwadr. jard.; koszt asfaltu na zapełnienie spoin — 0,07 dolara na kwadr. jard.; koszt warstwy zaprawy pod kostkami — 0,13 dolara na kwadr. jard. Jeden robotnik układał przeciętnie po 21kwadr. jardów na godzinę. Wykonano też drugi próbny odcinek bruku z kostek tego typu przy składach firmy „New York Edison Co” przy ulicy 41 — st. East Street w New-York'u.

3. Die Beton-Strasse — Nr. 6 — Czerwiec 1934 — *Statystyczne dane o rozwoju budowy dróg betonowych w Europie i w Stanach Zjednoczonych Am. Póln.*

P a ń s t w a	Ogólna długość istniejących dróg betonowych w kilometrach							
	1926 r.	1927 r.	1928 r.	1929 r.	1930 r.	1931 r.	1932 r.	1933 r.
Anglia/Irlandja	293	554	876	1285	1763	2478	3049	brak danych
Niemcy	48	130	220	308	369	431	479	565
Italja	95	155	185	225	235	345	465	510
Belgia	—	164	186	208	218	276	380	506
Francja	101	130	147	172	214	264	367	442
Czechosłowacja	12	13	27	53	85			335
Węgry	3	7	7	43	105	144	153	183
Szwecja	8	12	16	26	45	64	98	135
Austrja	7	13	22	32	42	52	56	70
Szwajcaria	2	3	5	20	38	44	51	65
Stany Zjednoczone A. P.	97445	114310	133770	152425	172460	191645	205740	214130

#### 4. Die Beton-strasse — Nr. 6 — Czerwiec 1934 — Wyniki obserwacji nad próbnym odcinkiem drogi w Anglii.

Wydział drogowy angielskiego Ministerstwa Transportu wybudował na drogach w okolicach Londynu szereg odcinków próbnych, w celu naukowego zbadania wpływu intensywnego ruchu kołowego na nawierzchnie betonowe. Niedawno ogłoszono wyniki tych badań, które trwały w przeciągu trzech lat. Na odcinkach tych intensywność ruchu wynosiła dziennie od 12.000 do 13.000 pojazdów. Jeden z próbnych odcinków podzielono na sześć sekcji. Dwie z tych sekcji posiadają nawierzchnię z betonu o grubości 15 cm: jedna z nich została uzbrojona na dole i na górze, a druga tylko na górze. Cztery pozostałe sekcje miały nawierzchnię z betonu o grubości 20 cm: jedna z nich była uzbrojona na dole i na górze, dwie posiadały uzbrojenie na górze lub na dole, czwarta była wykonana z betonu nieuzbrojonego. Pod płytą betonową w każdym z podanych wyżej wypadków wykonano podłoże — 8 cm grube — ze szlaki. Podłoże to w niektórych miejscach nasycano wodą przed wykonaniem górnej warstwy betonu, w innych znów — pokryło nieprzepuszczalnym dla wody papierem, a w jednym wypadku pozostawiono bez nasycania wodą i bez pokrycia papierem, by zbadać jak podłoże wysysa wodę z betonu. W jednym miejscu zastosowano beton możliwie suchy, w drugim bardzo wilgotny i w trzecim o średniej zawartości wody. By zbadać zużycie powierzchni płyt betonowych, wbetonowano w beton stożek z kolorowego betonu: przy powiększaniu się zużycia betonu na powierzchni mierzono średnicę kolorowej plamy na betonie. obserwacje wykazały, że największemu zużyciu podlega płyta betonowa w pierwszym roku, podczas gdy w następnych zużycie prawie zupełnie zanika. Badano również zmiany termiczne w masie betonu. Gdy podczas upału nagle zaczął padać deszcz — skonstatowano różnicę ciepłoty około  $9^{\circ}$  C na górnej i dolnej powierzchni płyty betonowej. Ustalono, że współczynnik rozszerzalności od temperatury wynosił 0 0000041 na  $1^{\circ}$  C. Różnica temperatury na górze i dole płyty powodowała formowanie się rys, które jednak dopiero w zimie otwierały się podczas mrozów. Starano się zapełniać te rysy i odpowiednio uszczelniać waniem zgóry bitumu.

W pierwszym roku górne uzbrojenie betonu wpływało na mniej intensywne powstawanie rys, lecz w latach następnych nie ujawniono różnicy w powstawaniu rys na odcinkach z betonem z uzbrojeniem lub bez. Płyta 15 cm z dolnym uzbrojeniem miała wogóle więcej rys niż 20 cm płyta bez uzbrojenia. Co do zawartości wody w betonie, to ustalono, że przy gruncie wodochłonnym wskazaniem jest stosowanie bardziej wilgotnego betonu, podczas gdy przy pokryciu podłoża warstwą papieru nieprzepuszczającego wodę bardziej suchy beton dał lepsze wyniki. Badania wykazały, że odległość spoin dylatacyjnych 15 m w kierunku podłużnym jest dopuszczalną, jednak przy szerokości nawierzchni drogi powyżej 5 m ogromnie trudno osiągnąć zupełnie równoczesne wykończenie powierzchni betonu. Należy zwracać szczególną uwagę na dokładne ubicie dolnej warstwy betonu przed układaniem dolnego uzbrojenia. Po wykończeniu betonu należy pokrywać zewnętrzną powierzchnię wilgotnymi matami, po upływie 24 godzin po zabetonowaniu zalecać należy pokryć powierzchnię warstwą 5 — 8 cm, grubą mokrego pia-

sku lub ziemi i warstwa ta powinna być zdjęta dopiero po upływie 28 dni. Przy konserwacji betonowych nawierzchni specjalnie dbać należy o rychłe zapełnianie i uszczelnianie otwierających się rys.

## X. Drogi asfaltowe i smołowe.

1. Asphalt und Teer Strassenbautechnik — 23 maja 1934 r. *Próby mechaniczne asfaltu* — Referat D. W. Wilson'a, wygłoszony na Kongresie. *Public Works, Roads and Transport Congress* — 14 listopada 1933 r. w Londynie (3 $\frac{1}{2}$  str. + 3 wykr. + 1 fot.)

Do niedawna przy badaniu nawierzchni bitumicznych stosowano metodę poddawania próbom poszczególnych części składowych mieszanek bitumicznych.

Obecnie wprowadzono badanie już wykonanych nawierzchni tego typu, wycinając odpowiednie próbki z gotowej już nawierzchni, lub też formując podczas wykonania robót specjalnie próbki w dostosowanych do tego formach. Próbki te, przed wykonaniem badań, poddajemy ciśnieniu 210 kg/cm<sup>2</sup> dla asfaltu lanego i 840 kg/cm<sup>2</sup> dla mieszanek asfaltowych, zawierających piasek i tłuczeń. Normy tego ciśnienia ustalono na zasadzie wyników obserwacji, że po takiej operacji próbki nie wykazują zmniejszenia się swej wysokości przy wzrastających obciążeniach. Próbki należy badać dopiero po upływie 7 dni od chwili ich wykonania.

Odkształcone w podany wyżej sposób próbki są następnie badane: 1) na twardość, 2) na zgniecenie, 3) na uderzenie i 4) na wydłużenie. Przy określaniu stopnia twardości stosujemy pręt stalowy o średnicy 6,35 cm ze starannie odszlifowanym końcem i poddajemy go obciążeniu 100 kg w przeciągu jednej minuty i przy temperaturze 25°. Stopień twardości określa zagłębienie się pręta stalowego w próbkę, wyrażone w setnych częściach centymetra. Np. stopień twardości asfaltu lanego, stosowanego na przystankach autobusów wynosi 4; nawierzchni asfaltowej na głównych ulicach miejskich, gdzie się odbywa szybki ruch, odpowiada stopień twardości — 15, asfalt w miejscach zbyt słabych, gdzie koła pozostawiały widoczne ślady — 83. Przy próbach na zgniecenie stosujemy stalowy walec o średnicy 5,08 cm (2") i wysokości 5,08 cm (2"), który poddajemy wzrastającemu ciśnieniu. Stopień wytrzymałości na zgniecenie określa ciężar, przy którym następuje zgniecenie próbki. Asfalt lany na przystankach autobusowych wykazał odporność na zgnieceniu 774 kg przy 35°C; asfalt walcowany — wykonany przed 20 laty — 158 kg przy 35°C, 418 kg przy 15°C i 280 kg przy 26°C.

Badanie wytrzymałości asfaltu na uderzenia wykonujemy na próbkach w postaci ósemek, na które spada zaokrąglony klin stalowy, obciążony młotem o wadze 1.000 kg próbę tę wykonujemy przy zanurzeniu w kąpeli wodnej ósemki próbnej i temperatura 15°C.

Wysokość, z której spada klin, powiększamy aż do złamania próbki. Ilość uderzeń lub suma wysokości, z której spada klin na próbkę, daje nam wskaźnik wytrzymałości na uderzenia. Wytrzymałość na rozerwanie asfaltu

lanego wynosi  $55.2 \text{ kg/cm}^2$  i odpowiednie wydłużenie  $0.76 \text{ cm}$ ; asfalt walcowany po upływie 19 lat wykazał wytrzymałość na rozerwanie  $23.9 \text{ kg/cm}^2$  przy wydłużeniu  $0.42$ . Przy badaniach asfaltu stosowana jest również próba metodą Brinell'a i w tym wypadku minimalne obciążenie, wywołujące włóczenie  $3 \text{ mm}$  kulki stalowej o średnicy  $1 \text{ cm}$ , wynosić powinno  $500$  kilogramów.

## XI. Mosty.

1. Przegląd Budowlany — Zeszyt 6 — 1934 r. *Udział Polski w pracach Międzynarodowego Związku Mostów i Konstrukcyj.*

Związek ten, którego siedzibą jest Zurich, liczy około 1.500 członków, reprezentujących 45 państw. Polska liczy 40 członków i delegaci ich należą do Składu Stałej Komisji Związku.

24 maja r. b. odbyło się zebranie polskich członków Związku, na którym obrano delegatów do Stałej Komisji.

Wyniki wyborów wypadły jak następuje:

Delegaci: Prof. Bryła, Prof. Kunicki, Prof. Pszenicki i inż. Toruń.

Zastępnymi: Inż. Balicki, inż. Nechay, inż. Plebiński i inż. Tylbor.

Delegaci polscy mają się zająć przygotowaniem referatów na Zjazd Międzynarodowego Związku, które powtarzają się periodycznie co cztery lata.

Termin najbliższego Kongresu 15—21 kwietnia 1936 roku w Rzymie.

Zadaniem delegatów jest również nadsyłanie z Polski do druku prac, wydawanych przez Związek Międzynarodowy w Zurichu, i opisu najbardziej ciekawych i monumentalnych budowli z działy inżynierji w Polsce.

2. *Le Génie Civil* — No. 25 — 23 czerwca 1934 r. *Nowy most betonowy z zastosowaniem cementu glinowego na rz. Loarze w Saint-Thibault (w Departamencie Cher)* (4 str. + 3 fot. + 18 rys.).

W roku 1931 zdecydowano przebudować dawny most wiszący na rz. Loarze w Saint-Thibault, który nie czynił zadość potrzebom współczesnego ruchu kołowego. Do wykonania, ze względów głównie estetycznych, wybrano system mostu z jazdą górą o pięciu przęsłach łukowych z żelazobetonu. Wobec bardzo płaskich łuków, które wypadło zastosować w tym wypadku (strzałka wynosi  $6.04 \text{ m}$  dla łuków o rozpiętości  $64 \text{ metry}$ ), dla betonu z konieczności wybrano cement glinowy. W celu powiększenia dopuszczalnych naprężeń do  $130 \text{ kg/cm}^2$ , przy wytrzymałości czasowej po upływie 8 dni —  $490 \text{ kg/cm}^2$  — a po upływie 90 dni —  $620 \text{ óg/cm}^2$ , stosowano beton poddany wstrząsom (wibracji) podczas wykonania. Długość całkowita mostu wynosi  $406 \text{ metrów}$ . Most posiada 5 przęseł łukowych po  $64 \text{ m}$  i 4 przęsła belkowe po  $11.30 \text{ m}$ . Szerokość jezdni mostu wynosi  $5.80 \text{ metra}$ ; z obu stron jezdni wykonano chodniki na wspornikach po  $1.10 \text{ m}$  szerokie. W przekroju poprzecznym w przęsłach łukowych mamy po trzy łuki. Łuki nie mają zupełnie przegubów i są wykonane jako łuki obustronnie utwier-

dzone. Jezdnię podtrzymują żelbetowe słupy pionowe, opierające się na łukach. Balustradę zewnętrzną wykonano również całkowicie z żelbetu. Na fundamenty filarów i przyczółków wykorzystano dawne fundamenty mostu wiszącego. Wzmocniono tylko fundamenty dawne przez wbicie ochronnych ścian zewnętrznych z pali i przez dodanie w niektórych słabych miejscach dawnych fundamentów pali żelazo-betonowych i przez usypanie odpowiednich narzutów z kamienia, w celu zabezpieczenia fundamentów od podmycia w korycie rzeki.

Na blokach kamiennych dawnych filarów wykonano płyty żelbetowe, odpowiednio połączone z dawnym murem tych filarów. Płyty te ułatwiały równomierne przenoszenie się sił poziomych i pionowych łuków na dolną część filarów. Wysokość łuków zmniejsza się stopniowo od 1.20 m w zworniku do 0.40 m w obsadach, a to w celu możliwego zredukowania do minimum momentów utwierdzenia łuków w obsadach. Wobec takiego ustroju łuki te zbliżają się do łuków o dwóch przegubach i o zmiennym momencie bezwładności, co zostało uwzględnione przy obliczeniach tych łuków sprężystych. Nad każdym z filarów pomost jezdni posiada przerwy w postaci spoin dylatacyjnych, w celu uniezależnienia odkształceń łuków od odkształceń górnego pomostu. Pomost górny opiera się na łukach zapomocą słupków pionowych, rozstawionych w odległości w przybliżeniu po 5 metrów jeden od drugiego (wzdłuż elewacji mostu).

Przy wykonaniu mostu zużyto 2.400 m<sup>3</sup> betonu i 400 tonn stali w uzbrojeniu. Największą komplikacją przy zastosowaniu cementu glinowego jest znaczne ogrzewanie się masy betonowej podczas jej tężenia. Wobec tego, że przekroje łuków dochodziły do 1.20 m wysokości i 1.00 m grubości, podzielono w kierunku podłużnym każdy z łuków na dwie części, oddzielając je od siebie siatką o bardzo gęstej kracie, przymocowaną do uzbrojenia. Po zabetowaniu pierwszej połowy łuku i po jej nieprzerwanem i obfitem polewaniu wodą w przeciągu 18 — 22 godzin, w zależności od warunków atmosferycznych, rozpoczęto betonowanie drugiej połowy. Obfite polewanie wodą stanowi ostrożność niezbędną przy użyciu cementu glinowego i w danym wypadku polewanie wodą stosowano w przeciągu czterech dni po zabetowaniu. Określić można w przybliżeniu, że na 1 m<sup>3</sup> betonu w łukach zużyto do polewania 15 m<sup>3</sup> wody, a dla 1 m<sup>3</sup> betonu w pomoście 12 m<sup>3</sup> wody. Do wibracji betonu stosowano przyrządy czterech różnych kategorii. Przy wibracji betonu osiągnęto zmniejszenie grubości warstwy betonu z 1.30 m do 1 m i jak się przekonano po zdjęciu form (szalowania) nie zauważono próżni zewnętrznych na powierzchni betonu. Skład betonu z zastosowaniem cementu glinowego był następujący: 300 kg cementu, 425 litrów piasku i 775 litrów żwiru z dostateczną ilością wody, by uzyskać spójny płynności, określany zapomocą stołu wibrującego.

3. Le Génie Civil No. 34 — 16 czerwca 1934. *Nowy most drogowy na rzece Turia w Walencji (Hiszpanja).*

Nowy ten most żelazo-betonowy wykonano na drodze, która łączy m. Walencję z jego portem. Szerokość jezdni wynosi 30.20 m; z obu stron wykonano chodniki po 5 metrów. Strefy jezdni podzielono w następu-

jący sposób: środkową strefę, pokrytą asfaltem, przeznaczono dla ruchu samochodowego, z obu stron tej strefy wykonano dwa pasy jezdni z bruku dla pojazdów konnych; oprócz tego obok chodników umieszczono z każdej strony torę tramwajowe. Dźwigiary mostu wykonano jako ukośne łuki żelbetowe, po 25 metrów w świetle; ogółem most zawiera sześć przęseł łukowych. W każdym przęśle mamy 14 łuków bardzo płaskich, gdyż stosunek ich strzałki do rozpiętości wynosi  $\frac{1}{10}$ . Przyczółki wykonano na trzech kesonach pneumatycznych z żelazo-betonu (o wymiarach w planie  $12 \times 9$  metrów); każdy z filarów opiera się na czterech kesonach o wymiarach w planie  $9,50 \text{ m} \times 4,50 \text{ m}$ . Koszt mostu wyniósł 2,7 miliona pesetów. Jedną trzecią kosztów pokrył Skarb Państwa, a resztę miasto.

4. Le Génie Civil. 19 maja 1934 r. *Most zwodzony o rozpiętości 81 metrów na rzece Tees w New Port obok Middlesbrough w Anglii* (3 str. + 5 fot. + 6 rys).

28 lutego b. r. otwarto ruch na tym moście drogowym, wybudowanym w celu polepszenia warunków komunikacji w obrębie bardzo uprzemysłowionego miasta. Most ten posiada przesło zwodzone o rozpiętości teoretycznej 81 m, podnoszone pionowo do góry od normalnego swego położenia 6,40 m ponad poziomem wysokiej wody w rzece, podlegającej wpływom przypływów morskich, aż do wysokości 36,57 m ponad tym poziomem. Jest to pierwszy most zwodzony tego typu na terenie Wielkiej Brytanii, gdyż, jak dotąd, dla mostów o przesłach ruchomych stosowano w Anglii typ przęseł Scherzera, Strauss'a lub zresztą nieco już przestarzałe przęsła obrotowe. Szerokość jezdni drogowej mostu wynosi 11,60 m; jezdnię tę wykonano wewnątrz dźwigarów głównych; nazewnątrz na wspornikach mamy chodniki po 2,75 m szerokie. Jezdnia drogowa została obliczona na obciążenie 100 tonn, oddające się na cztery koła, jednocześnie z obciążeniem równomiernie rozłożonym  $700 \text{ kg/m}^2$  na jezdni drogowej i  $400 \text{ kg/m}^2$  na chodnikach. Przęsło zwodzone składa się z dwóch dźwigarów półparabolicznych, o wysokości 11,60 m w środku przęsła i o wysokości 5,50 m na obu końcach; rozstaw dźwigarów głównych, o kracie systemu Pratt'a, wynosi 13,25 m. Ciężar całkowity przęsła ruchomego — 2.700 tonn. Ciężar ten jest całkowicie zrównoważony przez dwie pary przeciwwag, zawieszonych z obu stron podnoszonego przęsła. Każda z nich ma do podtrzymania po 2.700 tonn. Wieże spoczywają każda na czterech filarach cylindrycznych z muru, oparte na kesonach, zapuszczonych na głębokość od 23 m do 27,50 m poniżej wysokiej wody. Bardziej obciążone wewnętrzne filary wież mają na górze średnicę 7,30 m, a zewnętrzne — mniej obciążone — 3 metry. Na wierzchołku każdej z wież mamy osiem kół linowych o średnicy 4,57 m — w grupach po cztery z każdej strony. Każde z tych kół posiada 10 wgłębień na obwodzie na kable stalowe o średnicy w przybliżeniu po 50 mm.

Dolne końce tych kabli są przymocowane do specjalnej belki poprzecznej ponad końcami dźwigaru przęsła zwodzonego. Z drugiej strony końce kabli są przymocowane do przeciwwag, których mamy po cztery z każdej strony przęsła podnoszonego. Przeciwwagi składają się ze skrzyń z blachy stalowej, wypełnionych betonem; uzupełnienie przeciwwag stanowią specjalnie dodane bloki z żeliwa. Każda przeciwwaga waży 321, 5 t. w czem

3.5% wypada na bloki żeliwne. Równowaga przęsła i przeciwwag jest uregulowana w ten sposób, że od strony przęsła mamy przewagę ciężaru o 12 tonn, co ułatwia prawidłowe osadzenie przęsła na łożyskach przy opuszczaniu na dół i redukuje do minimum wibracje przęsła pod wpływem ruchu kołowego na przęsle. Przewaga ta — 12 tonn — odpowiada położeniu przęsła na połowie wysokości wież. Wobec tego że, przy ruchu pionowym przęsła, przesunięcie się kabli wyklucza możliwość korzystnego zrównoważenia ciężaru kabli zastosowano specjalne łańcuchy wyrównawcze przyłączone w odpowiednich miejscach wież i przeciwwag. Koła linowe, wykonane z lanej stali, zmontowano na łożyskach wałkowych. Dostęp na wierzchołki wież ułatwiają stopnie w postaci jakby drabin oraz specjalne windy o sile nośnej 1 tonny. Największe ciśnienie wiatru przyjęto  $240 \text{ kg/m}^2$  gdy czynności podnoszenia przęsła nie będą wykonywane. Mechanizmy zainstalowano w górnej części kabiny powyżej pasów górnych podnoszonego przęsła w jego środku, dolną część kabiny przeznaczono dla personelu, obsługującego mechanizmy. Mechanizmy składają się z dwóch motorów elektrycznych, po 325 koni każdy, zasilane prądem z transformatorów systemu Ward Leonard'a; motory te wprawiają w ruch cztery bębny linowe, umieszczone powyżej górnych pasów dźwigarów. Na każdym z bębnow mamy po 4 kable manewrowe: dwa dla opuszczania i dwa dla podnoszenia przęsła. Kable te przerzucone przez specjalne koła linowe, w końcach przęsła, są przymocowane swemi końcami odpowiednio do wierzchołka i do podstawy każdej z wież. Podnoszenia przęsła na wysokość 30 m trwa w najbardziej niekorzystnych warunkach 2.5 minuty. Zapasowy motor spalinowy umożliwia manewry w razie przerwy w dopływie prądu. Ręczne mechanizmy pozwalają podnoszenie i opuszczenie przęsła w razie uszkodzenia sieci prądu elektrycznego lub zepsucia się motoru spalinowego. Roboty wykonała firma *Dorman Long and Co.* według projektu inż. *Mot't'a, Hay'a i Anderson'a*.

5. *Le Strade* — No. 6 — Czerwiec 1934 r. *Obciążenia, które należy uwzględnić przy obliczaniu mostów drogowych* (2 str. + 3 rys.).

Oficjalny biuletyn Ministerstwa Robót Publicznych *Italii* podaje pod datą 22 października 1933 r. okólnik ministerjalny, ustalający obciążenia przy obliczeniach mostów drogowych. Drogi podzielono w tym celu na trzy kategorie:

- I. Drogi o ruchu intensywnym.
- II. Drogi o ruchu średniej intensywności i
- III. Drogi o mało-intensywnym ruchu.

Okólnik zakłada, że mosty na drogach tych będą posiadały dwie strefy (pasy) jezdni. Normy obciążeń, według okólnika są następujące.

A. *Dla dróg I kategorii następujące kombinacje obciążeń:*

1) dwa szeregi samochodów (o nieograniczonej ilości osi w kierunku Szcik I { podłużnym (po 12 tonn, z naciskiem na przednią oś 4 t. i na tyl-  
obciąż- { ną — 8 t. Odległość pomiędzy osiami wynosi 3 m. Rozstawienie  
żenia { kół w kierunku poprzecznym — 2 m. Jednocześnie umieścić nale-  
ży obciążenie zastępcze  $400 \text{ kg/m}^2$  na obu chodnikach.

2) jeden szereg samochodów po 12 tonn (o nieograniczonej ilości osi w kierunku podłużnym) i obok z boku *ociąg autobusowy*, składający się



z wozu motorowego o ciężarze 12 t. z dwoma wozami przyczepnymi po 4 t. Rozstawienie kół w kierunku poprzecznym wynosi 2 m. Odpowiednie odległości pomiędzy poszczególnymi osiami pociągu autobusowego podaje my niżej:

3 t. + 9 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t. + 10 t.  
 3 m + 3 m + 1.30 m + 2 m + 1.30 m + 3 m + 1.30 m + 3 m + 1.30 m  
 . . . . . 18.20 m

3) obciążenie zastępcze na całej szerokości jezdni i chodnika po 400 kg/m<sup>2</sup>.

Należy również uwzględnić przy obliczeniach elementów jezdni drogo-  
 Szkic III { wej przejście walca o ciężarze 18 t. z obciążeniem 6 t. na jed-  
 obciąża- { ną i 12 t. na drugą oś; odległość pomiędzy osiami walca wy-  
 żenia { nosi 3 m.

B. Dla dróg II kategorii:

1) dwa szeregi samochodów według szkicu I-go obciążenia z nie-  
 ograniczoną ilością osi w kierunku podłużnym i jednocześnie obciążenie za-  
 stępcze 400 kg/m<sup>2</sup> na chodnikach;

2) jeden szereg samochodów (według szkicu I-go) z nieograniczoną  
 ilością osi i jednocześnie obciążenie zastępcze 400 kg/m<sup>2</sup> na całej powierz-  
 chni jezdni i chodników niezajętych przez samochody;

3) dwa rzędy walców o ciężarze 18 tonn według szkicu III obciąże-  
 nia i jednocześnie obciążenie zastępcze 400 kg/m<sup>2</sup> na pozostałej części jezdni  
 i na chodnikach.

4) obciążenie zastępcze — 400 kg/m<sup>2</sup> — na całej szerokości mostu.

C) Dla dróg III kategorii:

1) jeden szereg samochodów (według szkicu I-go) o ciężarze 12 tonn  
 i jednocześnie obciążenie zastępcze 400 kg/m<sup>2</sup> na niezajętej przez samocho-  
 chody powierzchni jezdni i na chodnikach;

2) jeden walec według szkicu III-go o ciężarze 18 tonn i obciążenie  
 zasstępce 400 kg/m<sup>2</sup> na niezajętej powierzchni mostu;

3) obciążenie zastępcze — 400 kg/m<sup>2</sup> — na całej szerokości mostu.  
 W celu uwzględnienia dynamicznego działania obciążenia należy wprowadzić  
 dla wszystkich typów mostów współczynnik dynamiczny 1.25.

6. Revue Generale des Routes Nr. 101. Maj 1934 r. *Przebudowa  
 mostu „Pont du Carrousel” na Sekwanie w Paryżu* — art. inż. M. Morane

Most ten wybudował inż Polonceau sto lat temu (1831 — 1834). Skła-  
 da się on z trzech przęseł łukowych po 47 m w świetle. Przęsta te wyko-  
 nano w postaci łuków drewnianych, osłoniętych nazewnątrz płytami żeliwne-  
 mi. Jezdnia jest 7 m szerokości, a całkowita szerokość mostu wraz  
 z chodnikami wynosi 12 metrów. Most ten wybudowano w swoim czasie ja-  
 ko most dochodowy (pont à péage) z udzieleniem koncesji na budowę i eksplo-  
 atację z pobieraniem opłaty za przejazd. Wpływy z opłat za przejazd prze-  
 ciętnie około 150 pojazdów dziennie wystarczały na oprocentowanie kapita-  
 łów, wydanych na budowę przez koncesjonariusza. Z biegiem czasu spłaco-  
 no jednak koncesjonariusza i skasowano zupełnie opłatę za przejazd, przez  
 most. Dekretem z dnia 26 sierpnia 1933 r. zdecydowano przebudować ten

most nie wystarczający już przy wzrastającej intensywności ruchu kołowego obok Luwru, nawprost którego znajduje się ten most. Autorzy projektu uzależnili wybór systemu mostu i rozkład pręseł od względów estetycznych, tembardziej, że tego wymaga bezpośrednio otoczenie tego mostu. Zalecono do wykonania nowy most o trzech pręsełach łukowych, których światło i strzałki zbliżają się do proporcji sąsiednich klasycznie pięknych kamiennych mostów. Nowy ten most ma być wybudowany o 27 metrów powyżej mostu obecnie istniejącego tej samej nazwy. Szerokość jezdni drogowej ma wynosić 21 metrów, a oprócz tego przewidziano obustronne chodniki po 6 metrów. Światło środkowego łuku — 43 metry, a dwóch bocznych po 36,25 metrów. Każde z pręseł składać się będzie z czterech niezależnych łuków żelazo-betonowych, połączonych ze sobą dwiema płytami, z których górna ma podtrzymywać jezdnię drogową, a dolna kable i rury wodociągowe. Taki ustrój łuków da im wygląd zewnętrzny jednolitego sklepienia na całej szerokości mostu. Łuki zewnętrzne będą posiadały okładzinę z ciosanego kamienia. Koszt robót obliczono na 36 milionów franków (12.600.000 zł.).

7. Engineering Nr. 3570 — 15 czerwca 1934. *Most „Waterloo Bridge” na Tamizie w Londynie.*

Parlament zdecydował przebudować istniejący most tej nazwy, w obok osiadania filarów tego mostu i zamknięcia już od pewnego czasu ruchu na nim. Pomimo to Zarząd m. Londynu (London County Council) nie przychylił się do zdania Parlamentu i dnia 12 czerwca r. b. uchwalił budowę zupełnie nowego mostu, obok istniejącego, kosztem 1.295.000 funtów Sterlingów (35 milionów złotych). Nowy ten most ma posiadać sześć stref jezdni, gdyż intensywność ruchu w tem miejscu Londynu tego wymaga. Budowa ma potrwać sześć lat, licząc w tem i zburzenie dawnego uszkodzonego mostu, oraz zdemontowanie czasowego mostu prowizorycznego, zastępującego most uszkodzony.

Preliminarz wydatków na budowę nowego mostu przedstawia się jak następuje:

W okresie 1934 — 35	—	100.000	funt. sterl.
„ 1935 — 36	—	250.000	„ „
„ 1936 — 37	—	285.000	„ „
„ 1937 — 38	—	280.000	„ „
„ 1938 — 39	—	280.000	„ „
„ 1939 — 40	—	100.000	„ „
		<u>1.295.000</u>	„ „
	Razem	1.295.000	„ „

Finansować tę budowę Zarząd m. Londynu zamierza bez uciekania się do Funduszu Drogowego (Road Fund), lecz zapomocą specjalnych wpływów z podatków miejskich. Spodziewać się należy, że w najbliższej przyszłości będzie mianowany Komitet budowy tego mostu i ogłoszony przetarg na wykończony już projekt tego mostu, który ma być ozdobą Londynu, jak widzimy z estetycznego szkicu, sporządzonego przy udziale jednego z najwybitniejszych architektów angielskich.

8. Engineering News Record — 26 kwietnia 1934 r. Redakcyjny artykuł: *Postępy przy budowie mostu nad cieśniną morską „Golden Gate” (Złote wrota) w San-Francisco* (3 str. + 1 rys. + 3 fot.).

W chwili obecnej uważać należy, że wykonano 25% całkowitej ilości robót. Zakotwienia na obu brzegach zostały już wykończone i oczekują na połączenie z kablami. Północna stalowa wieża, o wysokości 702 stopy (214 metrów) ponad filarem, zbliża się do wykończenia. Dalsze postępy w robotach zależą od wykonania fundamentów południowego filara (od strony San-Francisko), gdzie są do pokonania bardzo poważne trudności, gdyż filar ten wypada w odległości około 1.000 stóp (305 metrów) od brzegu, w miejscu cieśniny około 60 stóp (8 metrów) głębokiem i narażeniem na silne prądy morskie i dużą falę. Keson, na którym ma być oparty południowy filar, będzie opuszczony na skaliste dno cieśniny pod osłoną specjalnej eliptycznej w planie ściany betonowej, zabezpieczającej mur kesonu i filara od silnych prądów morskich i uszkodzenia przez silną falę. W celu zmniejszenia ilości robót przy wyrównaniu powierzchni skały, w kesonie tego filara zastosowano uprzednie usunięcie gruntu skalistego na dnie cieśniny za pomocą wybuchu z początku małych bomb eksplodujących pod wodą i formujących wyrwy około 20 stóp (6.10 m) głębokie, w które opuszczano następnie większe bomby eksplodujące również pod wodą. Otrzymane w ten sposób podłoże skaliste, których rzędna waha się w granicach od 95 do 100 stóp (od 29 do 30,5 metra) poniżej zera. Na podłożu tem będzie oparta osłona betonowa, wykonane bez kesonu, lecz z zastosowaniem betonowania podwodnego, a następnie wewnątrz tej osłony posada fundamentu filara, po wyrównaniu podłoża do rzędnej — 92 stóp (30 metrów) poniżej zera zapomocą kesonu pneumatycznego o wymiarach  $90' \times 185'$  (27.4 m  $\times$  56.4 m) planie. Wykonano już estakadę (około 1.000 stóp długą) z zastosowaniem stali i drzewa w celu połączenia na czas robót południowego brzegu (od strony San-Francisko) cieśniny z miejscem, gdzie ma być wybudowany południowy filar głównego prześła mostu. Estakada ta została uszkodzona w grudniu 1933 roku na długości około 700 stóp (213 metrów) podczas silnej burzy morskiej i musiano ją odbudować z odpowiednim wzmocnieniem i połączeniami zapomocą kabli stalowych i z podtrzymaniem z obu stron zapomocą silnych kotwic umocowanych w skalistym dnie cieśniny. Roboty przy budowie tego mostu, o największym na świecie prześle wiszącym 4200 stóp (1280 metrów), rozpoczęte w listopadzie 1932 roku, mają być ukończone w pierwszej połowie 1937 roku.

Naczelnym inżynierem budowy tego mostu jest in. Joseph B. Strauss z Chicago, a do Komitetu doradców technicznych należą: inż. O. H. Ammann (z New-Yorku), inż. Chas Derleth jr. (Dziekan Wydziału Inżynierji uniwersytetu Berkeley w Kalifornji) i inż. Leon S. Moisseiff z New-Yorku.

9. Engineering News-Record — 17 maja 1944 r. *Inwentaryzacja mostów drogowych w Stanie Ohio* (2½ str. + 2 fot. + 4 rys.).

Racjonalną administrację przedsiębiorstwa, fabryki lub zakładu przemysłowego ogromnie ułatwia dokładny inwentarz. Prywatne przedsiębiorstwa zdają sobie z tego sprawę i nie żałują wydatków na sporządzanie periodycznych powtarzanych spisów inwentarzowych we wszystkich działach swej ad-

ministracji. Wydziały drogowe naogół nie przypisują należytej wagi do dokładnego zestawienia inwentarza swych obiektów drogowych. Godny naśladowania wyjątek stanowi Wydział Drogowy Zarządu Robót Publicznych w stanie Ohio P. A. w mieście Columbus. Cztery lata temu kosztem około 30.000 dolarów, ułożono szczegółową kartotekę 7.000 mostów drogowych i 57.000 przepustów na sieci dróg kołowych w obrębie stanu Ohio, obejmującej około 12.000 mil angielskich (w przybliżeniu 20.000 kilometrów). Pracę tę wykonały cztery partje inżynierów w przeciągu dwóch lat, sporządzając dziennie inwentaryzację mostów i przepustów na przestrzeni przeciętnie około 10 — 15 mil (16 — 24 kilometrów). Inwentaryzacja ta przydała się niejednokrotnie administracji drogowej, ułatwiając w r. 1930 budowę setek mostów w celu zatrudnienia bezrobotnych a w r. 1933 pozwalając na właściwy podział kredytów z budżetu federalnego pomiędzy drogi pierwszej i drugiej klasy. Kartoteki te oddają nieocenione usługi przy wydawaniu decyzji co do wzmacniania i rozszerzenia mostów na szlakach, gdzie tego wymagają potrzeby wzrastającej intensywności ruchu samochodowego lub dążenia do motoryzacji ruchu na drogach. Wszystkie drogi w stanie Ohio podzielono na dwie kategorie: 1) skierowane z zachodu na wschód, 2) biegnące w kierunku z południa na północ. Granice poszczególnych powiatów odpowiadają zerowym punktem, od których liczy się usytuowanie danego obiektu drogowego. Wyróżnik charakteryzujący dany most lub przepust, zawiera w skrócie nazwę sąsiadujących ze sobą powiatów, numer drogi i odległość w dziesiątych częściach mili, licząc od punktu zerowego danego powiatu. Tak np. most Nr. Fr. — 40 — 216 ma oznaczać most powiecie Franklin County na drodze Nr. 40 w odległości 21.6 mili od zachodniej granicy pomiędzy powiatami Franklin i Madison County. Betonowe i kamienne mosty mają kartki białe, kratowe mosty żelazne — żółte, wiadukty nad linjami kolejowymi — zielone i t. d. Kartoteki są przechowywane w szafach stalowych z wysuwanymi szufladkami, ułatwiającymi szybkie wyszukanie danego obiektu: mostu czy przepustu.

10. Engineering News-Record — Nr. 21 — 24 Maja 1934 r. — C. L. Christensen. *Metody budowy mostów w Sowietach* (3 str. + 2 fot.).

Autor powrócił ze Z. S. R. R., gdzie bawił w przeciągu trzech lat w charakterze eksperta mostowego przy Komisarjacie Komunikacji, i wyraża się z uznaniem o energicznie i planowo prowadzonej polityce budowy mostów w *Sowietach*. Opracowano typowe projekty nie tylko dla mostów o małych rozpiętościach ze stali, betonu, kamienia i drzewa, lecz nawet i dla przeseł z dźwigarami o większych rozpiętościach aż do 550' (168 m). Cały szereg nowych mostów buduje się w celu skasowania promów; dawne mosty są wzmacniane na większe obciążenia. Projekty opór mostów i dźwigarów są opracowywane całkowicie przez inżynierów Komisarjatu Komunikacji. Budowa mostów jest wykonywana przeważnie gospodarczo przez inżynierów rządowych, oprócz wykonania w warsztatach i montażu stalowych przeseł, które to roboty prowadzi kartel stalowy „*Stalmost*” pod kontrolą jednak administracji z ramienia Komisarjatu Komunikacji. Poszczególni kierownicy budowy mostów podlegają kontroli Dyrektora Wydziału Mostów, t. zw. „*Mosto-trustu*” przy Zarządzie centralnym w Moskwie, który referuje sprawę te da-

lej Naczelnemu Dyrektorowi Budowy Nowych Dróg Komunikacyjnych pod zwierzchniem kierownictwem Ludowego Komisarza Komunikacji. Po wykończeniu most jest badany przez specjalnego delegata Departamentu Komunikacji i zostaje przekazany do konserwacji temu Departamentowi, który zarządza naprawą wszystkich mostów od granicy z Polską aż do Oceanu Spokojnego.

Istnieje również specjalna organizacja, mająca na celu ustalenie nowych metod projektowania i konstruowania mostów i badania ugięć i naprężeń w dawniej wybudowanych mostach. Organizacja ta jest w stałym kontakcie z Departamentem Badań Techniczno - Naukowych. Inżynierowie starszej, przedwojennej formacji, według opinii autora artykułu mogą być uważani za ekspertów w dziale teorii mostów, lecz niektórzy z nich, jak się wyraża p. Christensen, nie umieją się liczyć z obecnymi trudnymi warunkami w Rosji Sowieckiej, a specjalnie z małym fachowym przygotowaniem robotników i brakiem niektórych materiałów budowlanych i sprzętu potrzebnego przy wykonaniu robót. Szczegóły projektów, opracowanych przez tych inżynierów, uważa p. Christensen czasem za wadliwe. Z entuzjazmem wyraża się o młodszej generacji 25 — 35 letnich inżynierów sowieckich, którzy, zdaniem autora, otrzymali świetne wykształcenie techniczne, jednak wyrobili się na samodzielnych projektodawców i wykonawców dopiero w przyszłości, pod kierownictwem zagranicznych ekspertów. Specjalnie amerykańskom, według słów p. Christensen'a, łatwo jest współpracować z tą młodszą generacją, wobec jej entuzjazmu dla technicznych metod amerykańskich. Dużo kobiet - inżynierów pracuje przy projektowaniu i budowie mostów, lecz najbardziej, jak twierdzi autor, nadają się kobiety na kontrolerów przy wykonywaniu betonu na robotach.

Konstruowanie mostów stalowych zbliża się w swych szczegółach do mostów amerykańskich, lecz zauważyć się daje brak wysokich profili I (teowych) i H (dwuteowych) oraz szerokich kątowników, których nie walcują miejscowe huty. Wykonanie konstrukcji mostów stalowych w warsztatach posiada dużo braków, wobec stosowania przestarzałych i zużytych już maszyn.

Wprowadzono w ostatnich czasach stal krzemową, stosowaną przy budowie wszystkich pionowo podnoszonych przeseł mostów zwodzonych. Najczęściej są stosowane dźwigary zwykle belkowe jednoprzęsłowe, następnie wspornikowe i łukowe (dla mostów stalowych). W chwili obecnej jest na wykończeniu most w Saratowie na Wołdze ze stalowymi przęsłami o dźwigarach wspornikowych w głównych przęsłach. Długość tego mostu przekracza 1.600 m. W Kostromie wykończono trzy lata temu na Wołdze most żelazny z przęsłami wspornikowymi o rozpiętości około 183 m. Na przyszłość jednak mają być stosowane mosty o belkach ciągłych, zamiast wspornikowych, gdzie na to pozwolą warunki fundamentowania. W Niższym Nowogrodzie (obecnie w *Gorkim*) wykończono rok temu na rzece Oca most drogowy z całą serją łuków o rozpiętości 125 m.

Stosowane są i przęsła żelazne elektrycznie spawane, nawet dla dźwigarów kratowych o większych rozpiętościach (w granicach do 46 m).

Opracowuje się projekt próbnego przęsła spawanego ze złączami na śrubach o rozpiętości 45 m w ten sposób, że jedno z połączeń lub jeden ze styków będą spawane tak, by pod obciążeniem próbnym je uszkodzić i określić jego czasową wytrzymałość. Po tej próbie ma być ponownie zbadane na wytrzymałość jedno z połączeń spawanych w innym miejscu i t. d.

Wobec tego że huty nie mogą nadążyć z walcowaniem profili dla stali i dla szyn kolejowych i żelaza profilowego i zależy na ograniczeniu importu wyrobów walcowanych ze stali z zagranicy, cały szereg mostów, nawet kolejowych, wykonuje się z żelazo-betonu.

Jako przykład podaje artykuł fotografię mostu na Dnieprze w Jekaterynosławiu (o 86 kilometrów powyżej Dnieprostroju) o ogólnej długości 1.615 m. z dwoma przęsłami ze stali o rozpiętości 110 m i 27-ma przęsłami łukowymi i 4-ma przęsłami belkowymi z żelazo-betonu ( $13 \times 70' + 14 \times 95' + 3 \times 50' + 1 \times 53'$ ). Łuki żelbetowe są przeważnie wykonywane jako łuki zamocowane, i w rzadkich wypadkach jako łuki dwu lub trójprzębowe.

11. Die Bautechnik — Nr. 25 — 15 Czerwca 1934 r. — *Skrzynkowe ściany szpuntowe ze stali* t. zw. po niemiecku „*Die peiner kastenspundwand*” (3 str. + 4 fot. + 7 rys.).

W Niemczech i w Stanach Zjednoczonych są stosowane oddawna przy budowie fundamentów specjalnego typu szpuntpale stalowe, niejednokrotnie umożliwiające obejście się bez kosztownych kesonów pneumatycznych przy wykonaniu nawet głębokich fundamentów. Specjalnie w okresie powojennym zauważyć się daje tendencja do walcowania coraz dłuższych i coraz silniejszych profili szpuntpali stalowych. W ostatnich czasach huty niemieckie zaczęły walcować specjalne profile szpuntpali stalowych, umożliwiającących wykonanie skrzynkowych ścian szczelnych o dużej wytrzymałości. Profile specjalnego typu „*Peiner kastenspundwand*” wykonuje w miejscowości *Feine* filja „*Peiner walzwerke*” huty *Ilse*. Profile te, o kształcie dwuteówek, mają wysokość od 300 do 600 mm i posiadają szerokość od 320 do 380 mm. Moment wytrzymałości tych profili waha się w granicach od 4430 do 13550 cm<sup>4</sup>, a ciężar od 324 do 503 kgr/m. Pomiędzy sąsiednimi profilami dwuteowymi tych szpuntpali stalowych są wbijane w grunt specjalnego typu klamry pionowe o przekroju niewielkiem dwuteowym. Otrzymujemy w ten sposób bardzo szczelną i bardzo wytrzymałą na siły poziome podwójną ścianę szpuntpalową o przekroju skrzynkowym. Profile tych szpuntpali stalowych są walcowane ze specjalnej stali, odpornej na działanie rdzy i szkodliwego działania chemicznego nawet słonej wody morskiej, a klamry o profilach małych dwuteowników, jako podlegające podczas wbijania ich w grunt dużym naprężeniom, są wykonywane ze stali wysokowartościowej o czasowej wytrzymałości minimum 50—60 kgr/mm<sup>2</sup>.

Przy stosowaniu ścian szpuntpalowych tego typu udało się wykonywać grodze o głębokości około 25 metrów, a nawet w ostatnich czasach proponowano wykonanie w ten sposób dołów fundamentowych o głębokości 45 m (patrz Bautechnik r. 1933 — Nr. 32 — str. 452). Można w ten sposób unik-

nać niejednokrotnie ciężkich i kosztownych kesonów pneumatycznych. Próżnie pomiędzy podwórnymi ściankami szpuntpalowemi tego systemu można w razie potrzeby wypełniać betonem lub gliną, zależnie od okoliczności. Nadają się również ślany szpuntpalowe tego typu dla wykonania i w gruntach, zawierających złoże żwiru a nawet większych głazów kamiennych. Artykuł podaje rysunki i fotografie zastosowania tego typu szpuntpali stalowych dla fundamentów niedawno wykończonego mostu nad kanałem „*Mittellandkanal*” niedaleko od *Brunświku* w Niemczech. W tym wypadku oparto kesony przy czółków mostu na dwóch słupach ze skrzynkowych ścian szpuntpalowych, połączonych ze sobą silnie uzbrojoną płytą żelbetową. Próżnie słupów wypełniono betonem na głębokość 6 metrów przy długości szpuntpali 9 metrów. Obawy o rdzewienie uważa autor artykułu za nieuzasadnione, gdyż brak jest dostępu powietrza do powierzchni szpuntpali i w dodatku na powierzchni żelaza w ziemi tworzy się na skutek procesów chemicznych zewnętrzna warstwa ochronna. Na drugiej serji rysunków i fotografii podaje artykuł opis filarów mostu na rzece *Ems* pod miejscowością *Helschen*, wykonanych w postaci cienkich ścian skrzynkowych ze szpuntpali tego typu. Most ten, o czterech przęsłach:  $15 + 18,94 \text{ m} + 18,94 \text{ m} + 15 \text{ m}$  ma trzy filary o grubości zaledwie 35 cm. Filary te posiadają specjalne izbice ze szpuntpali o specjalnym profilu w kształcie litery J i ich próżnie wewnętrzne wypełnione betonem. Na filarach tych opierają się dźwigiary żelbetowe w postaci czteroprzęsłowej belki ciągłej.

12. Die Bautechnik Nr. 25 — 15 czerwca 1934 r. *Zastosowanie bloków z lodu przy montażu mostu.*

Przy budowie mostu w Kalifornji miano opuścić o jeden metr na łożyska dźwigiary przęsła żelaznego o ciężarze 120 t. Po wykonaniu kilku manewrów kolejnego opuszczania dźwigarów zapomocą pras hydraulicznych ustalono, że pozostaje jeszcze 15 centymetrów, by dolne pasy dźwigarów oparły się ostatecznie na łożyskach. Przy tak niewielkiej wysokości niemożliwym było wsunąć pod dźwigiary zwykle stosowane w tych wypadkach prasy hydrauliczne. Wobec tego sprowadzono z fabryki sztucznego lodu sześć bloków lodu o wymiarach  $27 \times 53 \times 132 \text{ cm}$ . Bloki te umieszczono na przyczółkach mostu pod końcami głównych dźwigarów i w celu bardziej prawidłowego rozkładu ciśnienia dźwigarów pokryto je zgóry deskami drewnianymi odpowiedniej grubości. Następnie opuszczono dźwigiary na te deski, pokrywające bloki lodowe i, po upływie 25 godzin, udało się uzyskać, dzięki stopniowemu topnieniu lodu, że przeszło w sposób równomierny i zupełnie prawidłowy oparło się na łożyskach.

13. Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure Nr. 24 — 16 czerwca 1934 r. *Most Adolfa Hitlera na Mozeli pod Koblencją.* Dr. Inż. F. Dischinger (6 $\frac{1}{2}$  str. + 6 fot. + 12 rys.).

22 kwietnia 1934 r. otwarto dla ruchu kołowego drugi stały most drogowy na Mozeli pod Koblencją. Most ten posiada trzy główne przęsła odpowiednio po 100 m, 105,03 m i 118,63 m rozpiętości, wykonane jako płaskie trójprzęgłobowe łuki żelbetowe. Strzałki tych łuków wynoszą kolejno 8,36 m, 8,40 m i 8,12 m, co daje jako stosunek strzałki do rozpiętości 1,

:  $f_1 = 10,77$ ;  $l_2 : f_2 = 11,30$  i  $l_3 : f_3 = 13,18$ . Projekt tego mostu został ustalony na zasadzie wyniku konkursu rozstrzygniętego w styczniu 1932 r. Dojazd do mostu na lewym brzegu ma długość 350 m, z czego wypada 200 m na wiadukt żelbetowy z przęsłami o rozpiętości od 15 do 15,6 m. Spadek na wiadukcie dojazdowy i na pierwszym i połowie drugiego głównego przęsła mostu wynosi 1 : 100, na drugiej połowie drugiego przęsła i połowie trzeciego 1 : 350, a na drugiej połowie trzeciego przęsła i na grobli dojazdowej na prawym brzegu mamy spadek 1 : 34,80. Szerokość jezdni wynosi 12 m, dwustronne chodniki po 3 m, tak że całkowita szerokość mostu wynosi 18 metrów. Przęsła mostu obliczono na normy niemiecki Din 1075 przy obciążeniu tłumem i na dodatkowe obciążenie dwutorowej kolei szybkiej, której tory mają być w przyszłości ułożone na moście. Wobec tak znacznego obciążenia ciężar ruchomy na 18 metrów szerokości mostu wypadł 10,5 t/m.

Znaczne utrudnienie przy budowie mostu wywołało żądanie Zarządu Drog Wodnych, by osie filarów były wykonane równoległe do kierunku prądu na rzece, wobec czego oś mostu tworzy kąt  $70^\circ$  z osiami filarów. Sklepienia łuków wykonano w postaci dwóch sekcji po 6,6 metra szerokości (z przerwą 1,50 m pomiędzy niemi), by umożliwić przy betonowaniu przesunięcie w kierunku poprzecznym rusztowań, wykonanych dla jednej tylko sekcji łuków. Sklepienia są to łuki trójprzegubowe z łożyskami ze stali. W dwóch przęsłach sklepienia wykonano jako łuki pełne, a w trzecim — największem — przęsle jako łuk o przekroju skrzynkowym, by możliwie zmniejszyć ciężar własny i prawie wyrównać wielkości parć poziomych z obu stron ostatniego filara. Dopuszczalne naprężenie dla łuków skrzynkowych wynosiło  $90 \text{ kgr/cm}^2$ , a dla łuków o przekroju pełnym  $70 \text{ kgr/cm}^2$ . Uzbrojenie w sklepieniach o przekroju skrzynkowym wynosiło 1%, a w sklepieniach o przekroju pełnym 0,1%. Fundamenty łuków oparto na skale i dopuszczalne naprężenie na grunt wynosi  $15 \text{ kgr/cm}^2$ . Zaznaczyć należy, że, w celu zmniejszenia rozpiętości teoretycznej łuków, filary posiadają żelbetowe wsporniki z obu stron. Kesony głównych przęseł opuszczono zapomocą ściętnego powietrza. Przy wykonaniu robót zużyto  $33\,000 \text{ m}^3$  betonu, 1.450 tonn żelaza okrągłego, 6.840 tonn cementu i drzewa  $4.600 \text{ m}^3$ . Kesony wykonano z żelazo-betonu. Koszt całkowity wykonania robót wyniósł 2.950.000 R. M.

### XIII. Ruch na drogach, znaki drogowe i zadrzewianie dróg.

1. Auto Nr. 5 — Maj 1934 *Szarańcza drogowa* (2 str.). Artykuł redakcyjny.

Niedawną katastrofę samochodową pod Białobrzegami, w której zostały zabite dwie osoby, spowodowała niezajomość, czy też lekceważenie przez cyklistkę przepisów drogowych. Automobiliści w Polsce boją się cyklistów na drodze, uważając ich za najbardziej nieobliczalnych użytkowników dróg, i nie bez pewnej dozy słuszności nazywają ich „szarańczą drogową”.

Wobec stosunkowo niewielkiej ilości rowerów należałoby nie zamykać dróg publicznych dla cyklistów jak w Holandji, lecz wybudować dla nich specjalne ścieżki. Cykliści mają takie same prawo do korzystania z dróg,



jak i automobiliści, lecz obowiązywać ich musi bezwzględnie identyczna dyscyplina drogowa, jak i kierowców samochodów. W miastach cykliści naogół lekceważą sobie przepisy drogowe, a na prowincji wogóle nie wiedzą i nie słyszeli o istnieniu obowiązujących przepisów jazdy.

Na całym świecie obowiązuje cyklistów przepis, by trzymali się odpowiedniego brzeżu drogi w celu ułatwienia wymijania rowerów przez pojazdy drogowe o większej niż rowery szybkości. W Polsce w przepisach jazdy po ulicach w obrębie większych miast zasada ta jest również obowiązująca, niestety jednak nie jest ona bezwzględnie przestrzegana, zdaniem autora artykułu, ani przez cyklistów, ani przez władze.

Artykuł kończy się uwagą, że policja drogowa winna otrzymać ściśle instrukcje pod tym względem. Zamiast wprowadzać dla cyklistów obowiązkowy egzamin ze znajomości przepisów ruchu drogowego i na wsi, co napotkałoby na nieprzewidywane trudności, należałoby w programie szkół powszechnych przewidzieć naukę o przepisach jazdy i o zachowaniu się na drogach publicznych z obowiązkowym w tym zakresie egzaminem dla młodzieży.

2. Omnia — Nr. 167 — kwiecień 1935 — *Kłopoty z asekuracją samochodów*. Artykuł nac. red. Baudry de Savnier (1 str.).

Artykuł ten porusza aktualną we Francji sprawę proponowanej przymusowej asekuracji samochodów, gdyż w chwili obecnej jest w przygotowaniu projekt odpowiedniej ustawy w celu przedłożenia jej do rozpatrzenia Izbie Deputowanych. Doświadczenia Szwajcarii, gdzie wprowadzono przymus asekuracyjny dla samochodów, wykazało, że kierowcy, zwolnieni do pewnego stopnia w ten sposób od odpowiedzialności cywilnej, mniej się mają na baczności, i statystyka konstatuje, po wprowadzeniu w życie tej ustawy, więcej wypadków niż dawniej. Wyjaśniło się również, że rząd nie może zmusić kierowców i właścicieli samochodów do asekuracji od wszelkich możliwych wypadków, za które trybunały mogą przyznać odszkodowanie. Nie można również wyeliminować tendencji do asekurowania się tanim kosztem w towarzystwach arekuracyjnych, niezbyt finansowo solidnych. Wykluczoną jest też możliwość narzucania automobilistom pewnych — choćby nawet najbardziej solidnych — towarzystw arekuracyjnych, gdyż w razie krytycznego stanu ich finansów, choćby przejściowego i krótkotrwałego, rząd musiałby pokrywać koszty niewypłaconych odszkodowań. Za najlepsze rozwiązanie kwestji zabezpieczenia automobilistów od ryzyka nieotrzymania odszkodowania od sprawcy wypadku, z powodu jego niewypłacalności lub niedostatecznej zamożności, widzi autor artykułu w stworzeniu kas wzajemnych ubezpieczeń automobilistów z wpłacaniem np. po 7 — 8 franków rocznie od każdego konia motoru samochodów. Kasa ta winna być pod kontrolą i zarządem Ministerstwa Finansów i powinna wypłacać należne odszkodowania niezwłocznie po wypadku, egzekwując należności od sprawcy wypadku.

Tego rodzaju ustawa — jako projekt: „projet Cels” jest obecnie proponowana we Francji. Tu zaznaczyć należy, że sprawa ta we Francji ma widoki pomyślnego rozwiązania, gdyż, przy ilości we Francji pojazdów

samochodowych, przekraczających milion, wpływy z tego źródła od kasy wzajemnej asekuracji byłyby bardzo poważne.

### 3. Omnia — maj 1934 — *Przewrót w asekuracji samochodów* (1 str.),

Z punktu widzenia ogólnego samochód istnieje tylko o tyle o ile jest w ruchu.

W garażu uważać go należy za rzecz zupełnie nieprodukcyjną lub też za znajdującą się w letargu. Samochód, będąc w ruchu, zużywa drogę, korzysta z administracji drogowej, z oświetlenia, z policji drogowej i t. d.

Jeżeli samochód jest w ruchu w przeciągu czterech tygodni w roku, nie powinien opłacać podatku w takim samym stosunku jak samochód, kursujący trzysta dni w roku. Jeżeli waży on jedną tonnę, lub jeżeli szybkość jego nie przekracza przeciętnie pięćdziesięciu kilometrów na godzinę, nie zużywa on nawierzchni drogi i nie naraża on ogółu na takież ryzyko, jak w wypadku gdy waży dziesięć tonn lub posiada przeciętną szybkość około stu kilometrów na godzinę. Nie powinien więc on opłacać podatków większych od swej zdolności do wyrządzania szkód. Zdolność do powodowania szkód jest oczywista w ścisłej zależności od zużycia benzyny. Przebieg w kilometrach, ciężar i szybkość samochodu, jednym słowem intensywność zdolności samochodu do wyrządzania szkód jest funkcją ilości zużytej benzyny. Zdrowy sens dyktuje więc jako zupełnie uzasadniony podatek od benzyny. Czyżby wobec tego słusznym było żądać, by premje asekuracyjne, opłacane przez samochód, kursujący w przeciągu zaledwie trzydziestu dni w roku, były identyczne jak i dla samochodu, będącego w ruchu trzysta dni w roku? Przebieg 2.000 kilometrów nie stwarza identycznych możliwości wypadku jak i przebieg 80.000 kilometrów. Byłoby to rozumowanie sprzeczne z logiką i niesłuszne. Z tych względów większe towarzystwa asekuracyjne we Francji wprowadziły asekurację, obliczaną od kilometra. Samochód zostaje wyposażony w specjalny zapłombowany i niedostępny dla klienta licznik; kupuje się i opłaca zgóry polisę asekuracyjną na przebieg minimum np. 5.000 kilometrów. Uzyskuje się w ten sposób tanim kosztem spokój i zabezpieczenie od niespodzianek. Po przebyciu 5.000 kilometrów nic nie stoi na przeszkodzie, by odnowić asekurację na następne 5 000 kilometrów i t. d.

Drugą zasadą, uwzględnianą we Francji we współczesnych polisach asekuracyjnych od wypadków samochodowych, polega na odpowiedzialności nieograniczonej co do wysokości wypłacanego odszkodowania, przy stosunkowo niewielkiej dopłacie do polisy normalnej. Konieczność, a w każdym razie pożytek, takiej zasady najlepiej ilustrują dwa wzięte z życia autentyczne wypadki. W pierwszym wypadku samochód zarzucił z powodu śliskości nawierzchni drogi i przewrócił jeden z pawilonów linii transmisji prądu elektrycznego. Szkody wyrządzone i naprawa kosztowały 10.000 franków, które całkowicie pokryło towarzystwo asekuracyjne. W drugim wypadku pylon linii transmisji prądu elektrycznego został przewrócony przez samochód z identycznego powodu, jak i w wypadku wyżej cytowanym. Padając na ziemię pylon uszkodził druty linii telefonicznej, powodując pożar odległej od miejsca katastrofy o 5 kilometrów dużej fabryki. Fabryka została kompletnie zniszczona przez ogień i straty wyniosły 1.500.000 franków, z któ-

rych towarzystwo asekuracyjne wypłaciło tylko 500.000 franków w myśl warunków umowy, podanych w polisie asekuracyjnej. Klient — właściciel samochodu — musiał wypłacić resztę — 1.000.000 franków, co go kompletnie zrujnowało.

Trzecia zasada, którą stosują coraz częściej towarzystwa asekuracyjne we Francji, polega na przyznawaniu zniżek w premjach asekuracyjnych szoferom i kierowcom, którzy w przeciągu ostatnich czterech lat nie mieli żadnego wypadku samochodowego. O ile zgłasza się do asekuracji kierowca lub szofer nowicjusz, bez przeszłości samochodowej, a więc rozpoczynający dopiero zawód szofera lub zajęcie kierowcy, zapowiada się mu, że w razie opłacania samochodowej polisy asekuracyjnej w przeciągu czterech lat i uniknięcia w tym okresie czasu jakiegokolwiek katastrofy lub wypadku, otrzyma specjalną bonifikatę w postaci zwrotu gotówką części wpłaconego premjum asekuracyjnego.

Podane wyżej trzy zasady, jak twierdzi autor artykułu, naczelny redaktor pisma „Omnia”, torują sobie coraz bardziej drogę we Francji, jako praktycznie wykonalne i oparte na zdrowym sensie uprzystępnienia i zredukowania do minimum kosztów asekuracji samochodów.

4. Engineering — 25 Maja 1934 r, *Wypadki drogowe w Anglii w przeciągu 1933 r.*

Ogłoszono oficjalną statystykę wypadków drogowych w Anglii w roku 1933. Zanotowano 7.001 wypadków, które spowodowały śmierć 7.202 osób. Zanalizowano okoliczności 6.942 wypadków, związanych ze śmiercią 7.134 osób. 3.401 wypadków — czyli 49% — było wynikiem kolizji samochodów z pieszymi; ta kategoria wypadków spowodowała śmierć 3.517 osób. 2.285 wypadków — co stanowi 32,9% ogólnej ilości wypadków — polegało na zderzeniu się samochodów w ruchu. Pozostałe kategorie wypadków dotyczą zderzeń samochodów z nieruchomymi przedmiotami lub ze zwierzętami. Na prostych odcinkach dróg zanotowano 4.808 wypadków, czyli 70% ogólnej ich liczby. 4.199 wypadków zdarzyło się przy małej intensywności ruchu, podczas gdy 224 wypadki miały miejsce podczas intensywnego ruchu na drogach. 85% wypadków zanotowano podczas ładnej pogody i prawie  $\frac{2}{3}$  wypadków przy świetle dziennym. Najbardziej krytycznymi były następujące godziny: 7 — 9 rano, 12 — 13 w południe, 17 — 18 popołudniu i 22 — 23 wieczorem. Najwięcej stosunkowo wypadków zdarzyło się pomiędzy 17 — 18 godziną popoł. W sobotę było najwięcej, a w niedzielę najmniej wypadków. Z ogólnej ilości 9.612 pojazdów, biorących udział w wypadkach 2.796 były to samochody prywatne, 1.959 — motocykle, 1.939 — przyczepki i samochody ciężarowe i 1.625 — rowery. Co do wpływu szybkości na ilość wypadków, to z ogólnej liczby 6.659 wypadków, 1.300 zdarzyło się przy szybkości nie przekraczającej 10 mil ang. na godzinę (16 klm/godz.) i 2.818 przy szybkościach, przekraczających 20 mil ang. na godz. (32 klm/godz.).

Oficjalny sprawozdawca angielski o wypadkach za rok ubiegły zaleca, w wyniku podanej wyżej statystyki, wszystkim korzystającym z samochodów specjalną dbałość o ścisłe przestrzeganie przepisów bezpieczeństwa i uprzy-

tomnienie sobie konieczności większego niż dotychczas liczenia się z możliwością wypadku.

5. Wasser und Wegebau Zeitschrift — Nr. 11 — 5 Czerwca 1934 r. M. T r u n z. — *Ścieżki dla cyklistów i ich znaczenie dla bezpieczeństwa na drogach* (6 str. + 12 fot. + 3 rys.).

Ilość cyklistów w Niemczech wzrasta bardzo intensywnie. Np. ruch cyklistów na placu Alexanderplatz w Berlinie wynosił w listopadzie 1933 r. w godzinach największego ruchu kołowego 2 578 na godzinę, czyli prawie co sekundę przejeżdżał przez plac ten jeden rower. Są punkty w Berlinie gdzie intensywność ruchu cyklistów dochodzi do 9.000 na godzinę. W sąsiedztwie kopalń i hut ruch robotników na rowerach w godzinach, odpowiadających przerwom w pracy jest niejednokrotnie tak intensywny, że hamuje a nawet czasami zatrzymuje zupełnie ruch samochodowy. Istniejący obecnie typ dróg nie jest w stanie zapewnić korzystania z nich bez komplikacji wszystkim pojazdom, a więc samochodom, pojazdom konnym i rowerom. Jedynie zupełne odseparowanie ruchu samochodowego od rowerowego może polepszyć warunki komunikacyjne i powiększyć bezpieczeństwo na drogach i ulicach w miastach i poza ich obrębem. Statystyka wypadków w większych miastach, według zestawień prof. W o l f f a z m. *Halle*, wykazuje, że 90% wszelkich wypadków, spowodowanych w Niemczech ruchem pojazdów na drogach, ma za przyczynę zderzenia pomiędzy rowerami a samochodami. Za najbardziej skuteczny i niekosztowny stosunkowo sposób zabezpieczania się od takich wypadków uważać należy budowę specjalnych niezależnych ścieżek dla cyklistów zarówno w miastach, jak i poza ich obrębem. Istnieją w Niemczech specjalne zrzeszenia rowerzystów w celu budowy i eksploatacji specjalnych ścieżek dla cyklistów. Ścieżki te dla jednokierunkowego ruchu cyklistów posiadają szerokość 1 m, a dla dwukierunkowego — 1.5 m. W wielu wypadkach, specjalnie w obrębie miast, jako nawierzchnia są stosowane dla tych ścieżek płyty betonowe. Budowa i konserwacja tych ścieżek finansowana jest w następujący sposób. Korzystają ze ścieżek tych członkowie, opłacający roczną składkę 1 markę. Otrzymują oni specjalne kolorowe kółka metalowe, jako odznakę. Kolor tych kółek ulega corocznie zmianie. Najwięcej ścieżek dla cyklistów posiada Związek w Magdeburgu, bo 300 kilometrów, Berliński — 170 km, Szczeciński — 40 km i t. d. Poszczególne związki wymieniają między sobą swe odznaki w celu umożliwienia swym członkom korzystania ze ścieżek dla cyklistów i w obrębie kompetencji innych związków. Przy ogólnej ilości cyklistów w Niemczech około 18 000 000 uzyskać można ze składek członkowskich związków około 12 000 000 Marek (uczniowie i robotnicy płacą rocznie zamiast 1 M. tylko 0.50 M.) na budowę i konserwację ścieżek dla cyklistów.

Autor artykułu uważa, że przy uzyskaniu jeszcze i dodatkowej niewielkiej subwencji od Rządu możnaby w ten sposób finansować budowę na rok około 2.500 — 3.000 kilometrów nowych ścieżek dla cyklistów.

## XVI. Kongresy, zjazdy drogowe, wystawy, sprawozdania, konkursy.

1. *Le Genie Civil* — Nr. 24 — 16 Czerwca 1934 r. — *Drugi tydzień poświęcony sprawom drogowym w Paryżu* (28 maja — 1 czerwca r. b.) — inż. J. Thomas'a (4 str. + 3 rys.).

Drugi z kolei Zjazd drogowy, zorganizowany przez Stowarzyszenie „*Syndicat generale de la route*” odbył się w Paryżu w okresie 28/V — 1/VI r. b. Protektorat nad tym Zjazdem objęły Ministerstwa Robót Publicznych i Spraw Wewnętrznych. Otwarcia obrad Zjazdu dokonał p. Minister Robót Publicznych Flandin. Zjazd specjalistów drogowych z całej Francji był bardzo liczny. Odbyły się konferencje i dyskusje, poświęcone następującym kwestjom, dotyczącym drogownictwa:

- 1) Kwestja zarzucania pojazdów na drogach nowoczesnych.
- 2) Studja nad tworzeniem się nierówności falistych na nawierzchniach drogowych.
- 3) Zastosowanie smoły z „wypełniaczami” (t. zw. po angielsku „fillers”).
- 4) Płynne bitumy asfaltowe.
- 5) Metody ogrzewania lepiszcz bitumicznych i t. p.
- 6) Postępy w budowie dróg betonowych.
- 7) Najnowsze postępy w technice wykonania makadamu cementowego.
- 8) Zastosowanie cementów specjalnych przy budowie dróg.
- 9) Najnowsze postępy w technice wykonania nawierzchni z bruku.
- 10) Zastosowanie metali przy wykonaniu nawierzchni drogowych (siatki stalowe, bloki żeliwne i t. p.).
- 11) Studja nad racjonalnem projektowaniem trasy dróg na odcinkach w postaci łuków (zastosowanie lemniskaty, jako krzywej przejściowej; normy dla przechyłek i t. d.).
- 12) Technika wykonywania wałowania.
- 13) Konstrukcja walców drogowych (lekkie 5 — 8 t, średnie 9 — 11 t, ciężkie 12 — 15 t, bardzo ciężkie 15 — 18 t).
- 14) Oświetlenie i sygnalizacja na drogach.
- 15) Metody badania żwiru dla dróg.
- 16) Mechaniczne sposoby żwirowania nawierzchni.

Po ukończeniu obrad Zjazdu odbył się cały szereg pokazów odcinków doświadczalnych dróg i wycieczek w celu zwiedzenia wykonywanych pod Paryżem robót drogowych i mostowych. 29 maja zwiedzono odcinek doświadczalny drogi w *Vincennes* i wykonano za pomocą specjalnej maszyny pomysłu p. *Boutteville* pomiarów przyczepności kół pojazdów drogowych do różnych nawierzchni. 30 maja odbył się w *Vincennes* pokaz oświetlenia drogi nowoczesnymi lampami z zastosowaniem pary rtęci i sodu, oraz różnych systemów sygnalizacji świetlnej. 31 maja zwiedzono roboty przy wykonaniu w dep. *Seine et Oise* nawierzchni z zastosowaniem smoły z wypełniaczami, oraz roboty przy budowie żelbetowego mostu o jednym prześle, przerzuconem przez Sekwanę w miejscowości „*Roche-Guyon*”.

2. Engineering Nr. 3572 — 29 czerwca 1934. *Międzynarodowy Kongres, poświęcony zastosowaniu stali w budownictwie.*

Trzeci z kolei Kongres, poświęcony sprawom budownictwa ze stali, odbył się w Londynie (20 — 23 czerwca r. b.) i brali w nim udział inżynierowie, architekci i budowniczowie z Anglii, Belgii, Czechosłowacji, Francji, Holandji, Italji, Niemiec i Polski.

Obrady Kongresu, zorganizowanego przez Stowarzyszenie „*British Steelwork Association*”, odbywały się w Stowarzyszeniu „*Institution of Civil Engineer*”. Głównym tematem obrad było przedyskutowanie najnowszych postępów w budownictwie stalowym w przeciągu ostatniego roku 1933 — 1934, gdyż poprzedni — drugi z kolei Kongres — odbył się w Düsseldorfie w r. 1933. Zgłoszono 15 referatów, których tytuły i krótkie streszczenia najważniejszych z nich podajemy niżej.

Pierwszy referat: „*Międzynarodowe przepisy przy stosowaniu stali w budynkach*” wygłosił inż. L. G. Rucavoi — z Belgji. Referent wspomina o rozbieżności przepisów w różnych państwach i zaleca ujednostajnienie norm obciążeń przy projektowaniu budynków z zastosowaniem stali.

Drugi referat: „*Zabezpieczenie budowli ze stali od ognia*” opracował inż. E. A. van Genderen Stort — Holender.

Wyjaśniono, że krytyczną jest temperatura, przekraczająca 500° C. Należy więc tak izolować od wpływów temperatury elementy konstrukcji stalowej by temperatura ta podczas pożaru nie została przekroczona.

Z innych referatów wymienić należy referat pułkownika L. Icre (francuza), poświęcony opisowi nagrodzonych na konkursie projektów wielkich stalowych hal wystawowych o powierzchni 12 hektarów (co odpowiada całkowitej powierzchni placu „*Place de la Concorde*” w Paryżu). Konkurs ten był ogłoszony przez „*L'Office Technique pour l'utilisation de l'acier (O.T.U.A.)*”. Inż. Ralph Freeman wygłosił ciekawy referat na temat „*Mosty o dużych rozpiętościach*”. W referacie tym wspomniano o zastosowaniu stali krzemowej dla mostów z przęsłami o wielkich rozpiętościach (w Sydney w Australji i w wielu mostach w Stanach Zjednoczonych P. A.). Wytrzymałość stali krzemowej przekracza wytrzymałość zwykłej stali mostowej, stosowanej w mostach, o 33%.

W Niemczech huty wykonują stal chromową o wytrzymałości przekraczającej 50% wytrzymałości zwykłej stali, stosowanej dla mostów. Wobec tego w niektórych wypadkach może wypaść taniej koszt przęsła ze sztywnym łukiem lub przęsłem wspornikowym od kosztu przęsła wiszącego dla stosunkowo znacznych nawet rozpiętości (aż do 475 metrów).

Ciekawy był również referat prof. R. L. A. Shoemaker'a, z Delft w Holandji na temat „*Architektura nowoczesnych budynków przemysłowych ze stali*”. Do referatów, zasługujących na wzmiankę zaliczyć też należy pracę prof. H. Maier-Leibnitz'a — ze Stuttgart'u w Niemczech pod tytułem „*Szttywne ramy w konstrukcjach stalowych*”. Szttywne ramy znajdują coraz szersze zastosowanie i chociaż, jako ustroje hyperstatyczne, wymagają bardziej skomplikowanych obliczeń niż ustroje statycznie wyznaczalne, jednak nie powinno to być przeszkodą przy wyborze tego systemu dla budowli inżynierskich.

Referat „*Próby w stali naturalnej modeli konstrukcji różnych typów ze stali*”, wygłoszony przez prof. J. F. Baker'a, wspominał o bardzo pouczających wynikach prób tego rodzaju modeli w angielskim Instytucie doświadczalnym „*Building Research Station, Watford*”.

W referacie „*Typy i tendencje w projektach mostów ze stali*” inż. T. C. Hrisenthwaite wspominał o mostach drogowych z przęsłami jedynie o małych rozpiętościach, zaznaczając, że coraz większą uwagę w Angli zwraca się obecnie na estetykę mostów drogowych i bardziej ważne mosty przedkłada się do estetycznej aprobaty Komisji „*The Royal Fine Art Commission*” (Królewska Komisja Sztuk Pięknych).

Wobec tego przęsła z kratą systemu Pratt'a i Warren'a są coraz rzadziej stosowane i ustępują coraz więcej miejsca bardziej estetycznym przęsłom wspornikowym i łukowym.

Chociaż mosty łukowe uważać można z punktu widzenia architektonicznego za najbardziej estetyczne, jednak w wielu wypadkach i mosty z przęsłami wspornikowymi, o ciągłym przebiegu całokształtu sylwetki mostu, dają jednocześnie estetyczne i celowe rozwiązanie.

W ostatnim dniu Kongresu wygłosił referat inż. A. Brandt — z Polski — na temat zastosowania spawania w kolejnictwie, a specjalnie przy budowie stalowych wagonów, osobowych, towarowych i restauracyjnych.

3. Roads and Road Construction — 1 czerwca. *Międzynarodowy Kongres Mostowy.*

Na posiedzeniu stałego Komitetu Związku „*L'Association Internationale des Ponts et Charpentes*”, które się odbyło niedawno w miejscowości Stresa (nad jeziorem Lago Maggiore) w Italji, zdecydowano zwołać następny Międzynarodowy Kongres w Rzymie w roku 1936 (na 15 — 21 kwietnia).

Ustalono następujący program obrad Kongresu:

A. Kwestje, dotyczące konstrukcyj stalowych:

1. Plastyczność stali; określenie tej własności stali, metody uwzględniania plastyczności stali w projektach i obliczeniach budowli, ze specjalnym zastosowaniem do ustrojów hyperstatycznych.

2. Praktyka konstrukcyj spawanych:

a) spostrzeżenia, dotyczące konstrukcyj spawanych,

b) dynamiczne działanie sił na konstrukcje spawane (badania eksperymentalne i zastosowanie w praktyce wyników tych badań),

c) metody usuwania odkształceń, spowodowanych przez wpływy termiczne,

d) kontrola dobrego wykonania spawania.

e) zasadnicze profile i ich kombinacje, nadające się dla konstrukcyj spawanych.

3. Teoretyczne i doświadczalne badania, dotyczące poszczególnych kwestyj w dziale konstrukcyj spawanych.

Tematy dla referatów, dotyczących:

a) nowoczesnych konstrukcyj inżynierskich (mosty wiszące, wzmocnienia mostów, zastosowanie wysokowartościowej stali i t. d.).

- b) wpływ wiatru,
- c) wpływ czynników atmosferycznych oraz dymu na żelazo i na cement w konstrukcjach budowlanych inżynierskich,
- d) typy konstrukcyj z dźwigami zabetonowanymi w masie betonu.

B. Kwestje dotyczące konstrukcyj żelazo-betonowych:

- 4. Współczynnik bezpieczeństwa oraz naprężenia, powstające w żelazobetonie z punktu widzenia konstruktora:
  - a) wpływ stałych i powtarzających się perjodycznie obciążeń,
  - b) sposoby powiększenia wytrzymałości na rozciąganie oraz metody redukcji możliwości powstawania rys w betonie,
  - c) stosowanie stali o wysokiej wytrzymałości,
  - d) wpływy, powodujące kurczenie się betonu.
- 5. Nowe metody obliczeń i konstruowania ustrojów żelazo-betonowych:
  - a) konstrukcje o ściankach bardzo cienkich (dachy, kopuły i tp.),
  - b) beton i żelazo-beton w budowach hydrotechnicznych (mury oporowe, rurociągi, rezerwoary i tp.).

Tematy, zalecone przy opracowywaniu referatów na Kongres:

- a) zastosowanie spawania w żelazo-betonie,
- b) typy uzbrojenia,
- c) teoria dźwigarów z uzbrojeniem w postaci siatki metalowej,
- d) doświadczalne metody stosowane przy obliczeniach statycznych ustrojów z żelazo-betonu.

C. Kwestje ogólnej natury:

- 6. Badania, dotyczące fundamentów:
  - a) mechanika gruntów pod fundamenty,
  - b) badania dynamiczne, dotyczące gruntów, przeznaczonych na podstawy fundamentów.

Podczas pobytu Komitetu Kongresów w Stresie inżynier Alberto Fava, Naczelny Dyrektor Wydziału Budowy Mostów Włoskich Kolei Państwowych, demonstrował swym kolegom na moście przez rzekę Roddo nowe przyrządy do badań dynamicznego wpływu ciężarów na mosty; przyrządy te skonstruowano według projektu inżynierów włoskich Kolei Państwowych.

4. Die Betonstrasse Nr. 6 — Czerwiec 1934. *Z wystawy „Droga” w Monachjum* (wstępny artykuł redakcyjny).

9 czerwca otwarto w Monachjum wystawę, poświęconą drogom. W uroczystości otwarcia brał udział naczelny inspektor dróg Rzeszy Niemieckiej Dr. inż. Todt.

Dostęp do wystawy prowadzi przez specjalną halę: „Die Strasse im Spiegel Der Geschichte” (Droga w perspektywie historii), udekorowaną 8-ma freskami, ilustrującymi starożytne drogi (rzymskie, niemieckie) oraz nowoczesne typy drogowych arterij komunikacyjnych. Na wstępie mamy dział wystawy, poświęcony historii rozwoju techniki budowy dróg. Na szereg ry-sunków, sztychów, drzeworytów, modeli i t. p. poświęconych drogom kołowym przedhistorycznym i z czasów rzymskich, z czasów średniowiecza, z 16 i 17-go stulecia, z 18 i 19 stulecia, z epoki założenia Rzeszy aż do okresu Wielkiej Wojny; następnie dalej okres 1918 — 1932, zatytułowany: 14 lat



wyścigu pomiędzy budową dróg a nowoczesnymi pojazdami drogowymi. Dalej następuje zwrotny punkt w budowie dróg niemieckich pod hasłem trzeciej Rzeszy: motoryzacja. W dziale tym widzimy ekspozyty, poświęcone budowie i przygotowaniom do budowy sieci państwowych dróg samochodowych (t. zw. Reichsautobahnen) oraz nowemu ustawodawstwu w dziale drogownictwa. Wywieszono specjalną kolosalną mapę projektowanej i istniejącej sieci autostrad. Drugi dział wystawy ilustruje stan obecny i postępy w budowie nowoczesnych samochodów w Niemczech, od ostatnich modeli samochodów ciężarowych do małych samochodów do prywatnego użytku i autobusów. Jedno ze stoisk poświęcono ekspozytem policji drogowej i wyszkolenia drogowego ludności. W oddziale wystawy, poświęconej literaturze technicznej i mapom drogowym znajdujemy kompletną bibliotekę wydawnictw w dziale budowy dróg i wogóle dotyczący budowy drogowej. Specjalny dział wystawy poświęcono sprawom bezpieczeństwa ruchu na drogach ze specjalnym uwzględnieniem walki ze śniegiem i gołoledzią w zimie. Jedno ze stoisk, zorganizowane przez państwowe koleje i Zarząd państwowych dróg samochodowych podaje metody nowoczesnej ochrony dróg kołowych i kolejowych w miejscach ich skrzyżowań od wypadku. Mosty drogowe też zajmują poważne miejsce na wystawie, z uwzględnieniem nie tylko czysto technicznych konstrukcji, lecz i dbałości o ich etetykę i dostosowanie do otaczających budowli i krajobrazu. Specjalną uwagę zwracają modele dwupiętrowych mostów drogowych dla autostrad, będących w budowie, gdyż taki typ mostów uznano za najbardziej ekonomiczny dla jednokierunkowych stref jezdni autostrad na mostach. Mamy modele nowych mostów na rzece Inn i na rz. Neckar.

Dość miejsca udzielono studjom badawczym w zakresie techniki budowy i konserwacji dróg. Widzimy w tym dziale różne typy odcinków drogowych, modele maszyn do badania materiałów do budowy dróg i badawczą pracownię chemiczną. „Droga w nocy” daje zdjęcia dróg oświetlonych nowoczesnymi lampami. Mamy również i specjalną dioramę z możliwością ilustracji sygnalizacji i oświetlenia i na drogach. W dziale „Komunikacja samochodowa i budowa miast” znajdujemy również rozwiązanie kwestyj, powstających w związku z wpływem ruchu samochodowego na urbanistykę. W jednej z grup wystawy, obejmującej „Materiały budowlane, stosowane w budowie dróg” znajdujemy działy: „Smoła i bitumy”, „Cement i kamień”, „Ewolucja techniki drogowej i historii organizacji przedsiębiorstw z tem związanych”, „Maszyny budowlane”. Pod tytułem „Droga i pejzaż” zebrano ekspozyty, poświęcone dostosowaniu i nie psuciu piękna krajobrazu przez budowę nowoczesnych dróg i mostów.

W związku z tem ekspozyty z działu „Drogi górskie” wskazują dalsze rozwiązanie kwestyj, powstających niejednokrotnie estetycznej kolizji pomiędzy drogą a jej bezpośredniem otoczeniem. Ministerstwo Propagandy, które w najwyższym stopniu przyczyniło się do organizacji tej wystawy, zarezerwowało specjalną salę na pokazy filmowe w celach propagandy wśród szerokiej ludności kwestyj, związanych z budową i eksploatacją dróg w Niemczech. Wystawa ta będzie trwała aż do końca września, by umożliwić

członkom Międzynarodowego Kongresu Drogowego, który ma się odbyć we wrześniu r. b. w Monachjum. zapoznanie się z jej eksponatami.

## XVIII. Różne.

1. Przegląd Budowlany — Zeszyt 6, 1934 — *Metody wykonania tunelu pod Skaldą w Antwerpii* (2½ str. + 4 fot. + 3 rys.).

Na początku 1931 r. rozpoczęto budowę dwóch tuneli pod Skaldą w Antwerpii; jeden z tych tuneli był przeznaczony dla ruchu kołowego (z szerokością jezdni 6,75 m), a drugi wyłącznie dla pieszych i dla cyklistów. Dojazdy do tunelu dla ruchu kołowego wykonano na obu brzegach, jako wykop otwarty; po tych dojazdach następuje tunel właściwy, o przekroju kolistym; część tunelu wybudowano w postaci okrągłej rury o średnicy 9.40 bez kesonu pneumatycznego. Długość środkowej części tunelu, wykonanej z zastosowaniem kesonu z powietrzem ścięśnionem, wynosi 1235 metra. Całkowita długość dojazdów i tunelu wynosi:

$$\frac{171 \text{ m}}{\text{wykop otwarty}} + \frac{253 \text{ m} + 1235 \text{ m} + 280 \text{ m}}{\text{właściwy tunel}} + \frac{171 \text{ m}}{\text{wykop otwarty}} = 2.110 \text{ metrów}$$

Na obwodzie tunelu, wykonanego w kesonie, mamy 14 segmentów żeliwnych, szczelnie połączonych ze sobą zapomocą śrub z przekładkami z ołowiu. Po zmontowaniu sekcji żeliwnych segmentów włączano pod ciśnieniem przez specjalne otwory drobny żwir i zaprawę cementową, by stworzyć warstwę wodoszczelną wzdłuż całego zewnętrznego otworu tunelu. Od wewnątrz segmenty żeliwne wypełniono betonem o składzie: 400 kg cementu portlandzkiego, 750 litrów żwiru z kesonu z domieszką 300 litrów piasku z Renu i 150 litrów drobnego piasku ze Skaldy. Przekrój tunelu podzielono na trzy części: górną dla odpływu zużytego powietrza, środkową dla ruchu kołowego i dolną dla doprowadzenia świeżego powietrza. Nóż poziomego kesonu włączały w grunt 32 prasy hydrauliczne po 200 tonn każda. Każde przesunięcie noża w kierunku poziomym wynosiło 76 cm. Keson posiadał cztery śluzy: dwie dla wózków z ziemią, jedną dla ludzi i jedną dodatkową — jako rezerwę zapasową.

Do montowania segmentów żeliwnych posługiwano się specjalnym kranem teleskopicznym. Powietrze ścięśnione dla kesonu dostarczała specjalna stacja kompresorów z 4 kompresorami o niskim ciśnieniu (3 kg/cm<sup>2</sup>) o sile po 450 HP każdy i z 2 kompresorami o wysokim ciśnieniu (8 kg/cm<sup>2</sup>) po 160 HP każdy. Do posuwania się naprzód noża kesona w kierunku poziomym dostarczały niezbędnego ciśnienia hydraulicznego 2 pompy hydrauliczne (500 cm) po 115 HP każda. Roboty, rozpoczęto w r. 1931, ukończono w r. 1933 jesienią. Artykuł podaje jedynie opis budowy tunelu dla ruchu kołowego i nie wspomina zupełnie o metodach budowy tunelu dla pieszych.

2. Przegląd Budowlany — Zeszyt 6, 1934 r. — *Postępy w transporcie betonu zapomocą pomp* — Art. inż dypl. I. Binswanger'a — (3 str. + 4 fot.).

Metoda pompowania betonu na robotach, stosowana, jest obecnie coraz częściej i istnieją cztery typy maszyn do tłoczenia betonu w kierunku poziomym i pionowym gotowego betonu. Pierwszy typ pomp: pompa stojąca —

systemu Giese-Heil — o cylindrze pionowym i samoczynnych zaworach kulkowych; wydajność 6 — 10 m<sup>3</sup>/na godzinę. Drugi typ pomp o wydajności zaledwie 2 — 3 m<sup>3</sup>/godz., wobec czego stosowana jest w praktyce bardzo rzadko. Trzeci typ — stanowią pompy o cylindrze pionowym i o zaworach kulkowych, lecz o wydajności znacznie większej od typu pierwszego. Czwarty typ — nowego zupełnie modelu — pompa Giese, systemu Ko o i j m a n'a, z poziomym cylindrem i o wydajności 10—15 m<sup>3</sup>/godz.

Do napędu pomp betonowych stosowane są metody przeważnie elektryczne, chociaż używane są niejednokrotnie i motory benzynowe lub pracujące na ropę. Dla pomp stojących typu I i III wystarczyły elektromotory o mocy 20 HP lub spalinowe o mocy 25 HP. Pompy typu IV wymagają motorów o mocy 25 — 35 HP. Jako rurociągi stosowane są rury stalowe o grubości 2 — 4 mm i po 3 m długie. Rury te posiadają złącza, dające się łatwo demontować. Uszczelniają złącza pierścienie gumowe, by zapobiec wysączeniu się wody, specjalnie przy większych ciśnieniach. Rurociągi posiadają na końcu wąż gumowy, 3 m długi — średnica rurociągów — 120 mm dla pomp o wydajności 8 — 15 m<sup>3</sup>/godz. przy żwirze i tłuczniu nie przekraczających 50 mm. Rurociągi o średnicy 140 — 180 mm są stosowane dla pomp o wydajności 15 m<sup>3</sup>/godz. i kruszywie o wymiarach 70 mm lub powyżej. Dla pomp bliźniaczych o wydajności 25 — 30 m<sup>3</sup>/godz. należy stosować rurociągi o średnicy 160 — 180 mm.

Po raz pierwszy zastosowano pompę bliźniaczą takiego typu przy budowie tamy Hoover'a na Colorado. Pompa tłoczy 38 m<sup>3</sup> betonu na godzinę i zużywa 40 HP przy rurociągu o średnicy 150 mm i o długości 150 m. Wydajność betoniarki winna być dostosowana do wydajności pompy betonowej. Betoniarki o pojemności poniżej 500 litrów nie nadają się przy stosowaniu pomp betonowych. Przy pompie leżącego typu należy stosować betoniarkę o pojemności 750 litrów. Zasięg pompy betonowej wynosić może około 236 m, jak to miało miejsce przy budowie mostu na rz. Neckar w Ladenburgu.

Można umieszczać pompy i na dole, stosując tłoczono do góry, jak to np. zastosowano przy budowie domu w Berlinie gdzie rurociąg miał odnogę poziomą 45 m długą i następnie 60 metrową odnogę pionową. Każde kolano o 90° i każdy metr pionowego rurociągu odpowiada 3 — 5 metrom rurociągu poziomego. Naogół długość rurociągu nie powinna przekraczać 200 m.

Na każdy m<sup>3</sup> betonu liczyć należy 1.5 HP mocy pomp, a przy wyjątkowo długich rurociągach nawet 2 HP. Przy stosowaniu pomp betonowych z cylindrem poziomym i sterowanymi zaworami uniezależniamy się prawie zupełnie od wielkości ziarn kruszywa, lecz przy długich rurociągach powyżej 100 m należy dodawać domieszkę piasku drobnoziarnistego, by zmniejszyć tarcie w rurociągu. Bardzo ważnym również jest ustalenie ilości wody dla betonu, tłoczonego zapomocą pomp. Przy wykonaniu fundamentów dla turbin w okolicach Kolonii stosowano spólczywnik: woda-cement 0.5 i osiągnięto czasową wytrzymałość betonu 353 kg/cm<sup>2</sup>. Przy budowie mostu w Ladenburgu, gdzie zastosowano pompę betonową, spólczywnik woda-cement

wynosił 0.55. Próba zapomocą stożka A brams'a dała opadnięcie 5 cm. przy wysokości stożka 30 cm. Beton tłoczony zapomocą pomp jest bardzo wodoszczelny i jako przykład zacytować można filtry w Stahnsdorf pod Berlinem, gdzie próbki z betonu tłoczonego zapomocą pomp betonowych były przy ciśnieniu 12 atm. zupełnie nieprzepuszczalne dla wody, podczas gdy próbki z betonu lanego o identycznym składzie wytrzymały ciśnienie najwyższe 5 atm.

Przy pompie betonowej potrzebny jest maszynista i oprócz tego 2 — 3 robotników na miejscu betonowania do odgarniania betonu i do przesuwania wylotu rurociągu.

Czyszczenie rurociągu i pompy betonowej nie jest skomplikowane i np. przy budowie mostu w Ladenburgu oczyszczano 50-metrowe sekcje rurociągu sprężonym powietrzem i następnie przepłukiwano wodą.

3. *Annales des Ponts et Chaussées*. Mars — Avril — 1934 — zes. II. *Tunel drogowy pod rzeką Mersey, pomiędzy miastami Liverpool i Birkenhead.*

Rzeka *Mersey* posiada w miejscu pomiędzy miastem *Liverpool* a *Birkenhead* koryto 1.300 metrów szerokie.

*Liverpool* liczy 1.000.000 mieszkańców i wobec braku mostu istniejący tunel, wybudowany w r. 1886, przez który przechodzą tramwaje elektryczne, nie wystarcza na potrzeby komunikacji drogowej pomiędzy temi miastami. W chwili obecnej jest na wykończeniu tunel, przeznaczony dla kołowego ruchu drogowego. Dojazdy do tunelu z każdej strony rzeki posiadają po dwie odnogi, by można było wykorzystać tunel dla komunikacji z większą ilością dzielnic miejskich.

Tunel właściwy, pod korytem rzeki, posiada formę cylindryczną o średnicy 13,40 m. Przekrój kołowy tunelu przecina w środku średnicy pomost z żelazo-betonu. Pomost ten, o szerokości 11,40 m, przeznaczono dla ruchu kołowego; z obu stron jezdni kołowej wykonano wąskie chodniki dla służby drogowej. Pod pomostem mamy trzy galerje, które uzyskano dzięki wykonaniu dwóch pionowych ścian z żelazo-betonu. Dwie z tych galerji są przeznaczone dla wentylacji. Tunel właściwy składa się z elementów w postaci segmentów żeliwnych, pokrytych wewnątrz warstwą betonu. Przy budowie tunelu stosowano różne metody, z których najciekawszą był keson poziomy na odcinku od strony m. *Liverpool*. Koszt tunelu wyniesie 7.000.000 funtów sterlingów, z czego na koszt wywłaszczenia terenu wypada 400.000.

4. *Le Génie Civil* — Nr. 22 — 2 czerwca 1934 r. — *Nowa metoda wykonywania sondowania gruntu przy pomocy świrdrów z czerpakami* (1 $\frac{1}{4}$  str. + 2 rys. + 1 fot.).

Nowy typ świrdra swego pomysłu dla sondowań gruntu opisał p. Al-lard w swym odczycie, wygłoszonym w dn. 17 kwietnia b. r. w Stowarzyszeniu „Société des ingénieurs civils de France” w Paryżu. Świder składa się ze stalowego grubościennego cylindra, zaopatrzonego w dole w otwierający się i zamykający się automatycznie kilkoskrzydłowy czerpak. Otwierania i zamykania skrzydeł czerpaka uskutecznia się zapomocą lin stalowych, przechodzących przez górną pokrywę cylindra i nawiniętych na bębny obro-

towe specjalnego mechanizmu, zmontowanego na niezależnym od cylindra podwoziu, w postaci samochodu ciężarowego na czterech kołach, zaopatrzonych w opony gumowe. Wewnątrz cylindra świdra porusza się stalowy fłok, zakończony czopem, opierającym się na dźwignie, poruszające skrzydła czerpaka. Czerpak posiada 2, 3, 4 lub 5 skrzydeł, w zależności od rodzaju gruntu, w którym mają być wykonywane sondowania. Świder tego typu stosować można przy sondowaniach na głębokość od 0 do 100 metrów. Można się nim posługiwać i przy wykonywaniu pali betonowych w gruncie, dla wierceń w celu natrafienia na źródło wody, dla wybijania otworu dla słupów betonowych, dla ułatwienia bicia pali, mających przebijać twarde warstwy gruntu i t. d. Średnica wykonywanych tym świdrem otworów waha się w granicach od 0.15 m do 1 metra, lecz niezbędnym jest w każdym poszczególnym wypadku stosować cylindryczne świdry odpowiedniej średnicy (istnieje w tym celu pięć kompletów świdrow).

Wiercić otwory w gruncie gliniastym udaje się przy zastosowaniu świdra tego typu, z szybkością 10 metrów na godzinę; w gruntach twardych wykonać można w przeciągu godziny około 0.50 m — 1 m. Przy wierceniu otworów o średnicy 0.60 — 0.70 m należy stosować motor ropowy o mocy 20—22 HP, przeznaczony do jednoczesnego manewrowania świdrem do wbijania taran—, o wadze 400—500 kgr., rur wiertniczych. W gruntach suchych można się obejść bez rur wiertniczych. Wykonywanie, posługując się świdrem tego typu, pali betonowych w gruncie nie wzrusza sąsiedniego terenu i pozwala je betonować tuż obok istniejących budowli. Otwory 8—9 m głębokie na pale betonowe w gruncie udaje się wykonywać tym świdrem w przeciągu 1 — 1½ godziny. Świder ten z łatwością przebija lub usuwa takie przeszkody, jak gruby żwir lub większe kamienie. Świder tego typu wykonuje jedna z firm francuskich w Hawrze i są one stosowane przez Zarząd Komunikacji we Francji i przez Zarząd miejski m. Paryża.

5. *Le Génie Civil* — Nr. 25 — 23 czerwca 1934 r. *Spawanie elektrycznych prętów uzbrojenia w żelbecie.*

Ostatnie postępy w technice spawania elektrycznego pozwalają stosować tę metodę spawania w celu uzyskania bardzo długich prętów uzbrojenia i w ten sposób można uzyskać pewne połączenie w jedną całość prętów, unikając stłoczenia prętów w miejscach styków i zbyt gęstego rozmieszczenia strzemion.

Profesor Dustin z uniwersytetu w Brukseli w Belgii pogaje w numerze kwietniowym pisma „La Technique des Travaux”, wydawanego w Leodjum (Liège), warunki, którym winny czynić zadość dobrze wykonane połączenia prętów uzbrojenia zapomocą spawania elektrycznego i metody wykonania tego spawania, ogłaszając jednocześnie wyniki licznych swych doświadczeń i badań tej kwestji w pracowni mechanicznej Uniwersytetu w Brukseli.

6. *Le Strade* — Nr. 6. Czerwiec 1934 r. — *Nowy tunel drogowy pod rzeką Hudson pomiędzy miastami New-York i New Jersey.*

Pomimo wykończenia stosunkowo niedawno tunelu drogowego pomiędzy m. *New-York* i *New-Jersey* rozpoczęto budowę nowego tunelu drogowego

go pomiędzy dzielnicą *Manhattan* w New-Yorku. a przedmieściem New-Jersey na brzegu rz. Hundson.

Tunel ten wypadnie na przedłużeniu 38-ej ulicy (przy której znajduje się dworzec kolejowy *Pensylvania Station*). Tunel ten będzie miał średnicę 9.45 metra. Szerokość jezdni wyniesie 6.56 metra. Wysokość sufitu nad jezdnią 4.15 metra. Przekrój kołowy tunelu będzie podzielony na trzy poziome sekcje. Pierwsza — górna — będzie służyła dla odprowadzenia zepsutego powietrza. Środkowa, którą przeznaczono dla dwóch stref jezdni ruchu samochodowego. Dolna sekcja przekroju służyć ma dla doprowadzenia świeżego powietrza. Na obwodzie przekroju tunelu będziemy mieli 15 sekcij segmentów stalowych, połączonych ze sobą szczelnie śrubami. Spadek dojazdów do tunelu wynosi 4%. Spadek jezdni w obrębie właściwego tunelu pod korytem rzeki waha się w granicach od 0.3 do 0.5%. W chwili obecnej wykonywany jest jeden tylko tunel o średnicy 9.45 metrów i koszt całkowity robót wyniesie 37.500.000 dolarów. Budowa tunelu ma być wykończona 1 marca 1937 roku i da zajęcie 8.000 robotnikom w przeciągu 3-ch lat.

Otwarcie ma nastąpić w pierwszej połowie 1938 roku.

W przyszłości ma być wykonany obok drugiego równoległy tunel o identycznym z pierwszym przekroju.

Połowę kosztów ma pokryć Zarząd Funduszu Bezrobocia.

7. Omnia — Maj 1934 Paris — *Produkcja poszczególnych wytwórni samochodowych w Stanach Zjednoczonych P. A. w latach 1933 i 1932.*

	1933 r.	1932 r.		1933 r.	1932 r.
Chevrolet	474.493	322.860	Packard	9.081	11.058
Ford	311.113	258.927	Hupmobile	6.726	10.794
Plymouth	249.667	111.926	Auburn	5.038	11.646
Dodge	86.062	28.111	Cadillac	3.903	6.269
Pontiac	85.348	47.926	La Salle	3.709	3.848
Buick	43.809	49.708	Austin	3.675	2.520
Essex	35.831	28.778	Reo	3.623	3.870
Oldsmobile	35.295	24.128	Continental	3.310	—
Chrysler	28.677	26.016	Hudson	2.946	8.641
Studebaker	21.688	25.002	Pierce-Arrow	2.152	2.692
De Soto	21.260	25.311	Lincoln	2.112	3.178
Willys-Overland	15.667	25.898	Franklin	1.329	1.829
Rockne	14.553	20.233	Różne	1.245	5.405
Nash	11.553	20.233			
Graham	10.128	12.858	Razem	1.493.994	1.096.399

8. Engineering — 1 Czerwca 1934 r. — *Międzynarodowa Federacja Inżynierów.*

Faszystowski Syndykat Inżynierów w Italji rozesał niedawno zaproszenia do zagranicznych Stowarzyszeń technicznych w celu omówienia w Rzy-

mie kwestji ukonstytuowania Międzynarodowej Federacji Inżynierów. Organizacja ta ma ułatwić inżynierom rozwiązywanie socjalnych i gospodarczych zagadnień w różnych krajach i jednocześnie ma ustalić pewne normy dla wykonywania zawodu inżyniera w różnych krajach, ustalając w pewnej mierze równowartość dyplomów, wydawanych w różnych państwach. Syndykat faszystowski inżynierów włoskich nawiązał w tym celu stały kontakt z Ligą Narodów i z Międzynarodowym Biurem Pracy w Genewie i ma zamiar wydawać międzynarodowe pismo techniczne, w którym będą omawiane wszystkie zagadnienia interesujące zawód inżynierski. Pismo to ma też ułatwiać przeprowadzenie odpowiednich badań naukowych w zakresie inżynierji i przyczynić się do należytego wyzyskania możliwości gospodarczych i zasobów naturalnych poszczególnych państw.

Sprawa organizacji Federacji inżynierów posunęła się o tyle już naprzód, że uchwalono już statuty Federacji i obrano Komitet Zarządu Federacji, do składu którego już należą pomiędzy innymi: De l B u f a l o — Prezes Federacji inżynierów *Italii*, jako prezes, następnie inżynier X a v i e r L a u r a s — prezes Federacji francuskich inżynierów, inż. L e p e r s o n n e — generalny sekretarz belgijskiej Federacji, inż. S o v i t e r — sekretarz generalny szwajcarskiej Federacji, profesor T o m i t e n — prezes federacji z Jugosławji, inż. S c h a c h e r - M a y e r — prezes Związku inżynierów Górnej Austrii — jako członkowie.

9. Die Beton-Strasse — Nr. 6 — Czerwiec 1934 r. — *Wzrost ilości samochodów w Europie i w Stanach Zjednoczonych P. A.*

Tablica I.

Państwa	Ilość samochodów osobowych i ciężarowych (bez motocykli i maszyn motorowych)						
	L a t a	1914	1920	1923	1925	1929	1933
Stany Zjednoczone A.P.		1 300.000	9.232.000	15.275.000	17.741 000	24.493.000	
Francja		100.000	203.000	445.000	574 000	1.088.000	1.622.000
Wielka Brytania i Irlandja		246.000	420.000	642.000	778.000	1.309.000	1.532.000
Niemcy		64.000	75.000	172 000	256.000	577.000	677.000
Italja		12.000		75.000	90.000	189.000	318.000
Belgja		10.000		57 000	65.000	113.000	183.000
Szwecja					64.000	127.000	147 000
Holandja					34.000	84.000	134.000
Szwajcarja					30.000	63.000	94.000

Tablica II.

Państwa	1928	1929	1930	1933
	Na 1 samochód wypadka mieszkańców			
Stany Zjednoczone P. A. . . . .	5	5	5	5
Francja . . . . .	43	38	32	26
Wielka Brytania z Irlandją . . . . .	38	35	32	30
Niemcy . . . . .	134	111	97	96
Italia . . . . .	266	218	172	131
Szwecja . . . . .	56	48	45	42
Belgia . . . . .	79	71	58	45
Holandja . . . . .	103	91	79	61
Szwajcaria . . . . .	73	64	59	44

Tablica III.

Państwa	1928	1929	1930	1933
	Na 100 km <sup>2</sup> wypadka samochodów			
Stany Zjednoczone P. A. . . . .	295	312	338	
Francja . . . . .	172	198	235	294
Wielka Brytania z Irlandją . . . . .	485	535	591	633
Niemcy . . . . .	101	121	141	145
Italia . . . . .	49	61	78	102
Szwecja . . . . .	27	28	30	33
Belgia . . . . .		372	452	600
Holandja . . . . .	216	244	288	391
Szwajcaria . . . . .	132	153	169	227

SPRAWOZDANIE PREZYDJUM ZARZĄDU  
STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW  
DROGOWYCH.

Na dzień 1 sierpnia 1934 r. Stowarzyszenie liczyło 536 członków; zwyczajnych 532 i wspierających 4; w tem osób fizycznych 396 i osób zbiorowych 140.



Pozostałość gotówki na dzień 1.VII. 1934 r.	15311 zł. 16 gr.
Wpłynęło w lipcu 1934 r. . . . .	9507 „ 60 „
Razem . . . . .	24818 zł. 76 gr.
Wydano w lipcu 1934 r. . . . .	1976 „ 14 „
Pozostaje na dzień 1 sierpnia 1934 r. . . . .	22842 zł. 62 gr.

(w P. K. O. — 8058 zł. 57 gr., Polskim Banku Komunalnym — 13198 zł. — gr. i u skarbnika gotówką—586 zł. 05 gr. i weksłami 1000 zł.).

PRZYSTĄPILI DO STOWARZYSZENIA W LIPCU 1934 ROKU.

*B. Członkowie zwyczajni.*

b) osoby fizyczne

98. Laubitzowa Irena — Będzin, Pl. 3-go Maja 12.  
101. Bielkiewicz Wojciech, inż. — Warszawa, Okólnik 5.

Prezes (—) *M. Nestorowicz*  
Skarbnik (—) *W. Tryliński*

SPRAWOZDANIE KASOWE KURATORJUM FUNDACJI STYPENDJALNEJ IMIENIA PROF. M. W. NESTOROWICZA

Na dzień 1 lipca 1934 r. fundusz stypendjalny wynosił:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. . . . . 4200 dolarów  
b) gotówką. . . . . 1660 zł. 98 gr.

W lipcu potrącono przez P. K. O. za przechowanie w depozycie obligacji pożyczki stabilizacyjnej. . . . . 37 „ 49 „

Pozostaje na dzień 1 sierpnia 1934 r:

- a) obligacjami 7% państwowej pożyczki stabilizacyjnej. . . . . 4200 dolarów  
b) gotówką . . . . . 1623 zł. 49 gr.

(Książeczka wkładkowa P. K. O. Nr. 803385 na 89 zł. 17 gr., książeczka oszczędnościowa K.K.O. Nr. 8128 na 133 zł. 35 gr. i konto czekowe P. K. O. Nr. 17212 na 1400 zł. 97 gr.

*Kuratorjum Fundacji.*

P R O T O K U Ł

ZWYCZAJNEGO WALNEGO ZEBRANIA  
STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH KONGRESÓW  
DROGOWYCH

ODBYTEGO DNIA 27 MAJA 1934 ROKU

w sali konferencyjnej Polskiego Banku Komunalnego  
w Warszawie

Zebranie przy udziale 17 osób otworzył o godz. 11 m. 20 Prezes Zarządu Prof. M. Nestorowicz powitaniem, a po stwierdzeniu prawomocności zebrania zaproponował powołanie do prezydium:

na przewodniczącego — adwokata Kazimierza Watrakiewicza

na sekretarza — inż. Jana Dobrzeleckiego,  
co przyjęto przez aklamację.

Na wniosek przewodniczącego przyjęto zaprojektowany i rozesłany przez Zarząd porządek dzienny, poczem przystąpiono do rozpatrzenia i załatwienia objętych nim spraw, jak następuje:

1. Odczytano protokół poprzedniego Walnego zebrania z dnia 2.VII 1933 r. i przyjęto go bez uwag i zastrzeżeń.

2. Sekretarz Zarządu inż. L. Borowski odczytał sprawozdanie Zarządu za rok 1933, t. j. za okres od 1.I do 31.XII 1933 r., zawierające część ogólną, sprawozdanie kasowe i sprawozdanie z wykonania budżetu, uchwalonego na rok 1933-ci.

Przewodniczący zaproponował przeprowadzenie dyskusji nad częścią kasową sprawozdania łącznie z punktem następnym porządku dziennego, t. j. sprawozdaniem komisji rewizyjnej, co zaś do części ogólnej — omówienie przedewszystkiem 3-ch aktualnych spraw, a mianowicie: stosunku i współpracy Stowarzyszenia z nowopowstałą Ligą Drogową, obecnego stanu organizacji Instytutu Motoryzacji Kraju i wzajemnego stosunku między tą instytucją i Stowarzyszeniem, wreszcie rezultatów III Polskiego Kongresu Drogowego w sensie wrażeń i wpływów, jakie wywarł on wśród społeczeństwa i w sferach urzędowych.

W sprawach tych udzielił wyjaśnień Prezes Zarządu, Prof. M. Nestorowicz, oświadczając: co do Ligi Drogowej, — iż istnieje współpraca Stowarzyszenia z tą organizacją i stały między nimi kontakt, gdyż obie posiadają wspólnych członków zarządu; co do Instytutu Motoryzacji Kraju, — iż jest on dotychczas w stadium powstawania i wszelkie, dotyczące się tego, sprawy skoncentrowane są w Ministerstwie Komunikacji; wreszcie co do III Polskiego Kongresu Drogowego, — iż niewątpliwie wpłynął on na zwiększenie zainteresowań sprawą drogową, czego wyrazem były między innymi: szereg artykułów w prasie, oraz zainicjowanie przez sfery rządowe nowelizacji ustawy drogowej w duchu postulatów, wyrażonych przez Kongres.

3. Członek Komisji Rewizyjnej Dyr. F. Grela odczytał sprawozdanie tejże Komisji, w wyniku którego Przewodniczący postawił wniosek o przyjęcie i zatwierdzenie całego sprawozdania Zarządu z podziękowaniem za Jego owocną działalność, a w szczególności za urządzenie III Polskiego Kongresu Drogowego, jako aktu, posiadającego, specjalnie w obecnej dobie, żywotne znaczenie. Wniosek przyjęto przez aklamację, zatwierdzając sprawozdanie kasowe na sumę ogólną złotych 42,781 gr 08.

Sekretarz Zarządu inż. L. Borowski odczytał projekt budżetu na rok 1934, obejmujący w dochodach (łącznie z sumą pozostałości gotówkowej na 1 I 1934 r.) zarówno, jak wydatkach (łącznie z taką sumą, przewidywaną na 31. XII 1934 r.) sumę zł 41,886 gr 61.

Dyr. F. Grela zaproponował usunięcie z budżetu, zarówno w pozycji dochodów jak i wydatków, sum cudzych, nie stanowiących właściwych dochodów i wydatków Stowarzyszenia (sumy przechodnie w poz. „i” dochodów i poz. „h” wydatków).

Inż. L. Borowski wyjaśnił, iż Zarząd uważał ten system za potrzebny, aby osiągnąć zgodność liczbową pomiędzy ogólnym sprawozdaniem rocznym, a okresowymi sprawozdaniami miesięcznymi, podawanymi w każdym zeszycie „Wiadomości Drogowych”, te ostatnie bowiem sprawozdania zawierają każdorazowo dokładny stan kasy, na który składają się, między innymi, również często wpływy i wydatki właśnie owych sum cudzych.

Wnioskodawca p. F. Grela oświadczył, iż, zadawalniając się tem wyjaśnieniem, uznaje interpelację swą za załatwioną.

Inż. A. Gajkowicz w imieniu Zarządu, wyjaśniając, iż suma zł 16,500,— preliminarzana w poz. c) wydatków (wydawanie Wiadomości Drogowych) zawiera w sobie zł 14,000 kosztów właściwych wydawnictwa i zł 2,500,— honorarjum za pracę redaktorską w r. 1933-cim, projektowane analogicznie do uchwały poprzedniego Walnego Zebrania, — wnosi o wyraźnie ustalenie i wyszczególnienie tego podziału w preliminarzu.

Przewodniczący zwrócił się do Zebrania, aby przy okazji rozpatrywania tej sprawy w jej obecnej formie przyjęto również pod rozpatrzenie i stronę merytoryczną w postaci samej sumy honorarjum, a to przyjmując pod uwagę: z jednej strony — zwiększone czynności redaktorskie w związku z organizowaniem III Polskiego Kongresu Drogowego, z drugiej zaś — stan finansowy Stowarzyszenia (Na czas tej dyskusji inż. L. Borowski opuścił salę).

Po wyjaśniających przemówieniach inż. A. Gajkowicza i Prof. M. Nestorowicza, sformułowany powyżej wniosek inż. A. Gajkowicza został przyjęty jednogłośnie i przekazany Zarządowi do wykonania.

Na wniosek Przewodniczącego całkowity projekt budżetu na rok 1934 w sumie ogólnej po stronie dochodów, jak i wydatków zł 41,886 gr 61, z uchwalonym poprzednio podziałem 16,500 zł w poz. c) wydatków, przyjęto jednogłośnie.

Łącznie ze sprawą wyboru 3-ch członków Zarządu na miejsce ustępujących p.p. Dyr. A. Krzyżanowskiego, Inż. Z. Słomińskiego i Prez. J. Zdanowskiego, Prezes Zarządu Prof. M. Nestorowicz wniósł na podstawie § 14-go statutu o powiększenie liczby członków Zarządu o 3-ch, t. j. do liczby 12-tu, i postawił na 6 wakujących wskutek tego miejsc kandydatury:

p. Władysława Grabskiego — Profesora Szkoły Głównej Gospodarstwa Wiejskiego,

p. Maurycego Zdzisława Jaroszyńskiego — Prezesa Związku Powiatów,

p. Władysława Korsaka — Wice Ministra Spraw Wewnętrznych,

p. Adama Krzyżanowskiego — Dyrektora Centr. Zw. Polsk. Przemysłu, Górnictwa, Handlu i Finansów (ponownie),

p. Marjana Ponikiewskiego — Dyrektora Funduszu Pracy,

p. Juljana Zdanowskiego — Prezesa Zarządu Polskiego Banku Komunalnego (ponownie).

Sekretarz Zarządu Inż. L. Borowski przedstawił genezę wniosku Zarządu o powiększenie liczby jego członków, uzasadniając, iż potrzeba ta wynika w związku z przewidywanem w najbliższej przyszłości znacznem rozszerzeniem akcji Stowarzyszenia przez zorganizowanie 3-ch sekcji:

- 1) Techniczno-wojskowej,
- 2) Międzynarodowych Kongresów Drogowych, oraz
- 3) Finansów drogowych.

Zebranie jednogłośnie przyjęło wniosek Zarządu tak co do zwiększenia ilości członków Zarządu do liczby 12, jak i co do wyboru proponowanych przez Zarząd osób.

6. Na wniosek Zarządu Zebranie powołało przez akklamację do Komisji Rewizyjnej dotychczasowych jej członków, a mianowicie:

- p. Jana Gadomskiego — Starostę powiat. w Mińsku Mazow.
- p. Adama Gniewiewskiego — inżyniera, Kierownika Powiatowego Zarządu Drogowego w Mławie,
- p. Franciszka Grełę — Wice - Dyrektora Związku Powiatów.

7. W wolnych wnioskach p. T. Godlewski zgłosił zapytanie, czy jest możliwem, aby Stowarzyszenie wpłynęło na usprawienie robót szarwarkowych w gminach.

Inż. L. Borowski wyjaśnił, iż możliwem jest to jedynie przez propagandę drogą artykułów w Wiadomościach Drogowych, — co zresztą było i jest nadal praktykowane — oraz przez współpracę z Ligą Drogową

P. Godlewski zapytał dalej, czy były na tej drodze poruszane niektóre sprawy, jak np. sprawa fachowości wójtów w dziedzinie robót drogowych, i prosił o wskazówki, w jaki sposób możnaby te sprawy najskuteczniej poruszyć, aby osiągnąć pożądane ich załatwienie.

Prof. M. Nestorowicz wyjaśnił, iż najlepiej to uczynić za pomocą odpowiedniego artykułu, czy szeregu artykułów, w „Wiadomościach Drogowych”, lub zgłoszeniem odpowiedniego memorjału do Zarządu Stowarzyszenia, który poruszonej sprawie nada właściwy bieg.

Przewodniczący przypomniał o zaleceniu poprzedniego Walnego Zebrania co do wyjednania ułatwień wyjazdowych na Międzynarodowy Kongres Drogowy w Monachjum i prosił o informacje co do stanu obecnego tej sprawy.

Prof. M. Nestorowicz wyjaśnił, iż starania o urządzenie zbiorowego wyjazdu na Kongres są w toku.

Wobec braku dalszych zgłoszeń wniosków Przewodniczący stwierdził wyczerpanie porządku dziennego i zamknął obrady o godz. 12 min. 30.

Przewodniczący *Watrakiewicz*  
Sekretarz *Jan Dobrzelecki*.

Załącznik 1 do protokołu

SPRAWOZDANIE ZARZĄDU  
STOWARZYSZENIA CZŁONKÓW POLSKICH  
KONGRESÓW DROGOWYCH

ZA ROK 1933

(od 1.I. 1933 do 31.XII. 1933).

Zarząd Stowarzyszenia, obrany na zwyczajnem walnem zebraniu 2 lipca 1933 r. ukonstytuował się w sposób następujący:

Prezes — M. Nestorowicz, Dyrektor Departamentu VII Ministerstwa Komunikacji.

Vice-Prezes — J. Zdanowski, Prezes Zarządu Polskiego Banku Komunalnego.

Sekretarz — L. Borowski, Kierownik oddziału drogowego Urzędu Woj. Warszawskiego.

Skarbnik — W. Tryliński, Naczelnik Wydziału Komunikacyjno-budowlanego Urzędu Wojew. Warszawskiego.

Kierownik spraw Zarządu jako Polskiego Komitetu do Spraw Międzynarodowych Kongresów drogowych — R. Minchejmer, Radca Ministerjalny w Min. Kom.



5) Inż. A. Eiger—Cement w budowie nawierzchni drogowych . . . . .	120	„
6) Inż. A. Rodcewicz — Statyczna wytrzymałość drogi bitej . . . . .	50	„
7) Prof. Stefan Bryła — Najnowsze konstrukcje mostów spawanych . . . . .	100	„
	<hr/>	
Razem . . . . .	9.850	egz.

## SPRAWOZDANIE KASOWE ZA CZAS

od 1.I. 1933 r. do 31.XII. 1933.

### W p ł y w y.

Pozostałość na 1.I. 1933 . . . . .	16941	zł.	46	gr.
Składki członków wspierających . . . . .	1800	„	—	„
„ „ zwyczajnych (zbiorowych)	6925	„	—	„
„ „ „ (fizycznych)	1447	„	—	„
Prenumerata od członków fizycznych . . . . .	1422	„	50	„
Za wydawnictwa . . . . .	8594	„	65	„
Sumy przechodnie (200 <sup>1)</sup> +500 <sup>2)</sup> +673 <sup>3)</sup> ) . . . . .	3173	„	—	„
% % . . . . .	1728	„	47	„
Opłaty za udział w III-m Kongresie drogowym	749	„	—	„
	<hr/>			
razem . . . . .	42781	zł.	08	gr.

### W y d a t k i.

Kancelarja zarządu, koszty korespondencji i opłaty manipulacyjne P. K. O. . . . .	2340	zł.	27	gr.
Wydawanie „Wiadomości” . . . . .	16218	„	27	„
Wydawnictwa . . . . .	1118	„	25	„
Sumy przechodnie . . . . .	2410	„	—	„
Urządzenie III-go Kongresu drogowego . . . . .	209	„	68	„
	<hr/>			
razem wydatki . . . . .	22296	zł.	47	gr.
Pozostałość na dzień 1.I. 1934 r. . . . .	20484	zł.	61	gr.
	<hr/>			
Ogółem . . . . .	42781	zł.	08	gr.

1) Weksle inż. Bajkiewicza

2) Gotówką od inż. Bajkiewicza

3) 663 — Międzynar. Kongr. 10 — Związek Inż. drog.



Wykonanie budżetu w 1933 r.

Tytuł wpływu lub wydatku	Budżet zatwierdzony przez Walne zebranie 2.VII.1933.	Wpłynęło lub wydano w rzeczywistości
<b>W p ł y w y</b>		
a) Pozostałość na 1.I.1933 r. . . . .	16941 zł. 46 gr.	16941 zł. 46 gr.
b) Składki członków wspierających . . . . .	1200 " — "	1800 " — "
c) " " zwyczajnych . (zbiorowych)	4000 " — "	6925 " — "
d) " " zwyczajnych . (fizycznych)	1800 " — "	1447 " — "
e) Prenumerata od członków fizycz. . . . .	1800 " — "	1422 " 50 "
f) Ogłoszenia w „Wiadomościach” . . . . .	400 " — "	0 " — "
g) Za wydawnictwa . . . . .	6000 " — "	8594 " 65 "
h) Dotacje i zapomogi . . . . .	1500 " — "	0 " — "
i) Sumy przechodnie . . . . .	1 " — "	3173 " — "
k) % % . . . . .	500 " — "	1728 " 47 "
l) Opłaty za udział w III Kongresie drogowym . . . . .	0 " — "	749 " — "
razem . . . . .	34242 zł. 46 gr.	42781 zł. 08 gr.
<b>W y d a t k i</b>		
a) Kancelarja Zarządu, koszty korespondencji i opłaty manipulacyjne P. K. O. . . . .	2500 zł. — gr.	2340 zł. 27 gr.
b) Wydawanie „Wiadomości” . . . . .	15000 " — "	16218 " 27 "
c) Wydawnictwa . . . . .	1000 " — "	1118 " 25 "
d) Sumy przechodnie . . . . .	1 " — "	2410 " — "
e) Konkurs na podręcznik dla drogomistrzów . . . . .	5000 " — "	0 " — "
f) Koszty urządzenia III-go Kongresu . . . . .	0 " — "	209 " 68 "
Razem wydatki . . . . .	23501 zł. — gr.	22296 zł. 47 gr.
Przewidywana pozostałość na 1.I.34 . . . . .	10741 zł. 46 gr.	20484 zł. 61 gr.
Ogółem . . . . .	34242 zł. 46 gr.	42781 zł. 08 gr.

Stan majątku Stowarzyszenia w dniu  
31.XII.1933 r.

Szafa Redakcji . . . . . 350 zł.

PROJEKT BUDŻETU NA ROK 1934

<b>Wpływy:</b>	a) Pozostałość na 1.I. 1934 r. . . . .	20484 zł. 61 gr.
	b) Składki członków wspierających 4 × 300 . . . . .	1200 " — "
	c) Składki członków zwyczajnych (zbiorowych) 100 × 50 . . . . .	5000 " — "
	d) Składki członków zwyczajnych (fizycznych 350 × 6 . . . . .	2100 " — "
	e) Prenumerata od członków fizycz- nych 200 × 6 . . . . .	1200 " — "
	f) Ogłoszenia w „Wiadomościach”	300 " — "
	g) Za wydawnictwa . . . . .	8000 " — "
	h) Dotacje i zapomogi . . . . .	1 " — "
	i) Sumy przechodnie . . . . .	1 " — "
	k) Opłaty za udział w III-m Kongr.	2800 " — "
	l) % % . . . . .	800 " — "
		<hr/>
		41886 zł. 61 gr.

<b>Wydatki:</b>	a) Kancelarja Zarządu, koszty ko- respondencji i opłaty manipu- lacyjne P. K. O. . . . .	2500 zł.
	b) Koszty związane ze sprawami Międzynarodowych Kongre- sów drogowych . . . . .	200 "
	c) Wydawanie „Wiadomości dro- gowych” . . . . .	16500 "
	d) Wydawnictwa . . . . .	1000 "
	e) Koszty urządzenia III-go Kongr.	1700 "
	f) Wydrukowanie prac III-go Kongr.	5200 "
	g) Konkurs na podręcznik dla dro- gomistrzów . . . . .	5000 "
	h) Sumy przechodnie (3173-2410+1)	764 "
		<hr/>
	razem wydatki . . . . .	32864 zł.
	Pozostaje przewidywana nadwyżka . . . . .	9022 zł. 61 gr.
		<hr/>
	Ogółem . . . . .	41886 zł. 61 gr.

## PROTOKÓŁ

Zebrania Komisji Rewizyjnej Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów Drogowych, odbytego w d. 26 maja 1934 r.

Obecni: P. P. Franciszek Grela, delegat Związku Powiatów Rzeczypospolitej Polskiej,

inż. Adam Gniewiewski, Kierownik Zarządu Drogowego w Mławie,

jako członkowie Komisji Rewizyjnej, oraz

inż. Władysław Tryliński, Naczelnik Wydziału Komunikacyjno-Budowlanego Urzędu Wojewódzkiego Warszawskiego, jako skarbnik Zarządu Stowarzyszenia Członków Polskich Kongresów drogowych

i Henryk Smykowski, członek Stowarzyszenia.

Komisja zbadła przedłożone sprawozdanie z wykonania budżetu za rok 1933 oraz sprawozdanie kasowe za czas od 1.I. 1933 r. do 31.XII. 1933 r. i stwierdziła, iż wykazane w tych sprawozdaniach cyfry, oparte są o księgi rachunkowe, oraz oryginalne dowody, uzasadniające sumy dokonanych wypłat.— Komisja stwierdza równocześnie, iż tak materiały, jak i księgi rachunkowe prowadzone są wzorowo i pozwalają zarówno na odtworzenie istotnego stanu finansowego Stowarzyszenia, jak i na przeprowadzenie każdej czynności kontrolnej.

Prócz tego Komisja stwierdza, że wykazana w sprawozdaniu kasowem suma % % w kwocie 1728 zł. 47 gr. składa się z następujących pozycji:

1) % % Polskiego Banku Komunalnego w 1932 r. w kwocie . . . . . 1498 zł. 50 gr., które nie weszły do sprawozdania kasowego za czas od 1.I. 1932 r. do 31 XII. 1932 r., ponieważ Polski Bank Komunalny powiadomił o stanie rachunków za ten że rok dopiero w dniu 30.I. 1933 r.

2) % % Polskiego Banku Komunalnego za czas od 1.I. 1933 r. do 13.III. 1933 r. w kwocie 222 zł. 50 gr.

3) % % P.K.O. za cały 1933 rok w kwocie 7 zł. 47 gr.

razem 1728 zł. 47 gr.

Natomiast w omawianem Sprawozdaniu kasowem nie uwzględniono % % Polskiego Banku Komunalnego za 1933 rok w kwocie 459 złotych, ponieważ Polski Bank Komunalny powiadomił o stanie rachunku za ten że rok dopiero w dniu 20.I. 1934 roku i wymieniona suma winna być uwzględniona w sprawozdaniu za rok 1934.

W wyniku swych prac Komisja przedstawia Walnemu Zebraniu wniosek o udzieleniu Zarządowi Stowarzyszenia absolutorjum i wyrażenia podziękowania za Jego działalność w 1933 r.

Na tem protokół zakończono i podpisano.

Członkowie komisji rewizyjnej (—) *F. Grela*

(—) *Inż. Gniewiewski.*

---



# **RYSZARD MINCHEJMER**

Inżynier Komunikacji, Radca Ministerstwa Komunikacji, długoletni członek Zarządu naszego Stowarzyszenia, po krótkich cierpieniach zmarł 30 września 1934 roku.

Cześć jego pamięci.

**Stowarzyszenie Członków  
Polskich Kongresów Drogowych**

Dłuższe wspomnienia o zmarłym będą zamieszczone w następnym numerze Wiadomości Drogowych.