

TREŚĆ: Prof. A. Kuryłło: Tworzenie betonu w świetle nowszych doświadczeń. — Inż. B. Trakało: Dźwigar belkowo-rozporowy. — Wiadomości z literatury technicznej. — Różne sprawy. — Kongresy i Zjazdy.

Prof. A. Kuryłło.

Tworzenie betonu w świetle nowszych doświadczeń.

Pierwsze próby racjonalnego wytwarzania betonu przypadają na ostatnie dziesięciolecie ubiegłego wieku. Podwalinę tego działu wiedzy technicznej stanowią doświadczenia i metody badacza francuskiego F e r e t'a, na które powoływali się również i autorzy prac polskich z zakresu tworzenia betonu¹⁾. W początkowych latach bieżącego stulecia, w okresie rozwoju a następnie rozkwitu budowli betonowych i żelbetowych, sprawa tworzenia materiału (w pojęciu dzisiejszym) nie zaprzętała w większym stopniu umysłów konstruktorów i wykonawców w Europie. Stała się natomiast przedmiotem szczególnej uwagi badaczy w Ameryce, gdzie szcześnie doszła do właściwego znaczenia. Przed kilkunastu laty żywsze zainteresowanie tematami, związanymi z badaniem, kontrolą wykonania i sposobami wytwarzania betonu, okazywać zaczęli także i badacze europejscy. Obecnie pracom nad tego rodzaju zagadnieniami poświęca się wielu specjalistów, rozporządzających odpowiednio wyposażonymi laboratoriami.

Wyniki badań są dziś własnością ogółu, a wiele z przyswojonych metod i sposobów zwolna i etapami toruje sobie drogę w zastosowaniu praktycznym. Nie wszystkie jednak metody, związane z tworzeniem betonu, odpowiednio i nadające się do badań laboratoryjnych, — mających na celu wyjaśnienie zagadnień podstawowych, — mogą mieć zastosowanie w tym samym stopniu na placu budowy. Podobnie jak obliczanie i sprawdzanie wymiarów konstrukcyj budowli z drobiazgową dokładnością, jest tylko, spowodu niepewnych założeń teoretycznych i nieuniknionych błędów wykonania, złudzeniem dokładności, tak też i przesadne krępowanie się w praktyce budowlanej wynikami laboratoryjnymi, może stanowić, zwłaszcza w nieodpowiednich rękach, raczej przeszkodę. Szczególnie zdarzyć się to może wtedy, gdy przepisy budowlane zbyt pedantycznie określają sposób tworzenia betonu, nie poprzestając, jak być powinno, jedynie na wskazówkach ogólnych.

Jako rażący przykład przytoczyć można określanie przepisami uziarnienia kruszywa zapomocą idealnych krzywych ciągłych, zmuszających, w przypadkach ścisłego przestrzegania przepisów, do utrudnionego w wielu miejscowościach dobierania mieszanek. Wykonywanie budowli betonowych i żelbetowych, poza obrębem większych miast, powinno, o ile możliwości, posilkować się materiałami składowymi, które znajdują się wprost na miejscu, albo które łatwo otrzymywać w bezpośredniej bliskości placu budowy. Jeżeli nie można z materiałów miejscowych otrzymać mieszaniny, odpowiadającej krzywej lub granicom krzywych, podanych przepisami, to nie oznacza to wcale, aby beton nie mógł być, tak pod względem wytrzymałości jak i szczelności, dla danego celu odpowiedni. Niekiedy też słusznie skarżą się praktycy na utrudnienia, spowodowane drobiazgowym określeniem składu kruszywa przez przepisy²⁾. Z nowszych badań wynika raczej, że przestrzeganie, przy doborze kruszywa, granic, określonych krzywymi ciągłymi, daje wyniki gor-

sze od wyników, które otrzymujemy wtedy, gdy w mieszance brak nawet całych partij ziarn.

Podobnie i inne pomocnicze sposoby postępowania, — odnoszące się do ustalania względnie kontroli stopnia podatności (plastyczności) betonu, obliczania przewidywanej wytrzymałości, ustalania wilgotności kruszywa przed użyciem, oznaczania stosunku wody do cementu lub cementu do wody, — nie mogą być zbyt skomplikowane, gdyż nie przyjmują się w zastosowaniu praktycznym z oczywistą szkodą dla poprawnego i celowego wytwarzania betonu.

Pożyteczne wnioski dla celów praktyki budowlanej dadzą się wysnuć z szeregu doświadczeń, wykonanych i ogłoszonych przed paroma miesiącami przez wiedeński związek żelbetników³⁾. Poza zagadnieniami, mającymi charakter teoretyczny, przedewszystkiem na uwagę zasługują doświadczenia, wnioski i proponowane metody, obejmujące: 1) Określenie przewidywanej wytrzymałości betonu na ciśnienie. 2) Oznaczenie potrzebnej ilości wody do uzyskania określonej podatności, stosunku wody do cementu, szczelności i potrzebnej ilości cementu. 3) Charakterystykę uziarnienia. 4) Oznaczenie wilgotności własnej kruszywa. 5) Wnioski, odnoszące się do wytwarzania betonu na placu budowy.

1. Przewidywana wytrzymałość betonu na ciśnienie.

Spśród całej powodzi wzorów empirycznych, mających na celu oznaczenie przewidywanej wytrzymałości betonu na ciśnienie, szczególnie prostą formą odznacza się, oparty na 50.000 doświadczeń, wzór A b r a m s'a

$$k = \frac{1000}{B^c} \cdot \frac{w}{c} \quad (1)$$

w którym k oznacza wytrzymałość betonu na ciśnienie, $\frac{w}{c}$ stosunek wagowy⁴⁾ wody do cementu, B współczynnik zależny jedynie od dobroci cementu i wieku elementów próbnymi.

W celu ustalenia wartości współczynnika B , wykonano, przy przeprowadzaniu ostatnich doświadczeń wiedeńskich, 40 kostek próbnymi (o długości krawędzi 20 cm) t. j. po 10 z każdego z czterech stosowanych gatunków cementu. W tem 20 prób wykonano przy użyciu normalnego cementu portlandzkiego, a 20 przy użyciu cementu specjalnego, powodującego znacznie większą wytrzymałość początkową elementów próbnymi⁵⁾.

²⁾ Por. np. „Bericht ü. die II Internationale Tagung für Brückenbau u. Hochbau“, Wiedeń 1929, str. 480.

³⁾ „Mitteilungen ü. Versuche, ausgeführt vom österr. Eisenbeton-Ausschuss“, H. 14, mit Bericht ü. „Zielsichere Betonbildung“. Wiedeń 1933.

W marcu b. r. ukazało się częściowe drugie wydanie powyższych doświadczeń: O. Stern: „Zielsichere Betonbildung“. Wiedeń — Berlin 1934.

⁴⁾ Pierwotnie wprowadzony był we wzorze Abrams'a objętościowy stosunek $\frac{w}{c}$.

⁵⁾ Przy sposobności pragnę zwrócić uwagę na to, że rozpowszechniona u nas nazwa cement wysokowartościowy,

¹⁾ Por. np. J. Rychter: „Roboty wodne“, Cz. II. Fundamenty. Lwów 1910, str. 160.

W. Paszkowski: „Racjonalne wytwarzanie betonu...“. Przegląd Techniczny 1926; „Beton o przewidzianej wytrzymałości“, Przegląd Techniczny 1934.

Wszystkie kostki wykonane zostały z jednakiej mieszanki i przy zachowaniu jednakiego stosunku wody do cementu, wynoszącego 0,7. Z wyznaczonej 28-dniowej wytrzymałości na ciśnienie obliczono wzorem Abrams'a współczynniki B . Ustalono zatem dla normalnego cementu portlandzkiego $B=10$, dla cementu o znacznej wytrzymałości początkowej $B=8$.

2. Oznaczenie potrzebnej ilości wody, stosunku wody do cementu, szczelności i potrzebnej ilości cementu.

Zagadnienie pierwsze obejmuje wyznaczenie potrzebnej ilości wody do uzyskania określonego stopnia podatności (plastyczności), przy znanym uziarnieniu kruszywa, pozbawionym oznaczenia wagowego stosunku wody do cementu i określenie stopnia szczelności.

W ciągu przeprowadzania doświadczeń szczególnie pomocne okazało się pojęcie tak zwanego wskaźnika miałkości. Jak wiadomo, pojęcie to, według Abrams'a, wiąże się z układem sit, o następujących wymiarach oczek w mm :

0,147, 0,295, 0,59, 1,18, 2,37, 4,75, 9,50, 19,0, 38,0 i t. d. ⁶⁾

Jeżeli np. dana próbka kruszywa daje, wyrażone wagowo w procentach względem ciężaru całej próbki, pozostałości na poszczególnych sitach:

98, 92, 86, 81, 78, 71, 49, 19, 0,

to wskaźnik miałkości (albo właściwiej wskaźnik uziarnienia) obliczymy, dodając powyższe pozostałości i dzieląc je przez sto; zatem w danym przypadku wskaźnik miałkości

$$R = \frac{1}{100} (98 + 92 + 86 + 81 + 78 + 71 + 49 + 19 + 0) = 5,74.$$

Przy rozwiązywaniu zagadnienia, dotyczącego wyznaczenia potrzebnej ilości wody, stosunku wody do cementu i stopnia szczelności, do pożądanego wyniku doprowadziło inne określenie (por. niżej) wskaźnika miałkości, zastosowane z osobna do poszczególnych grup kruszywa. Okazało się więc, że, dla uzyskania, najodpowiedniejszego stopnia podatności, każdej poszczególnej grupie kruszywa całkowitej próbki, w którą należy także wliczyć cement, odpowiada ilość wody w litrach na 1000 kg suchego materiału

$$W = \left(\frac{10}{r}\right)^3, \dots \dots \dots (2)$$

przyczem r oznacza wskaźnik miałkości określonej grupy kruszywa. Wzór powyższy ważny jest jednak tylko dla sumy wszystkich grup, a nie dla pojedynczej grupy, tak, że rzeczywiście potrzebna ilość wody dla próbki, złożonej np. z dziesięciu prób kruszywa, wyrażona w litrach na 1000 kg suchego materiału, wynosi

wywodząca się z nazwy niemieckiej Hochwertiger Zement, nie zdaje się być odpowiednią. Sądzę, że trafniejsze jest określenie, stosowane w odnośnej literaturze francuskiej (por. np. E. Marcotte: „Métaux, bétons...“, Paryż 1931, str. 202), w postaci wyrażenia ciment à haute résistance initiale lub nowsze określenie w literaturze technicznej niemieckiej Frühhochfester Portlandzement. Odpowiednią nazwę polską mogłoby stanowić określenie cement o znacznej wytrzymałości początkowej, ewentualnie cement specjalny. Por. także interesującą pracę Inż. W. Pogany'ego: „Wysokowartościowy cement czy portlandzki cement“. *Czasopismo Techniczne* 1933, Nr. 14.

⁶⁾ Prof. Paszkowski proponuje dla ustrojów żelbetonowych następujący układ sit, o wymiarach oczek w mm :

0,25, 0,5, 1,0, 2,0, 4,0,	10, 20, 40.
Otwory kwadratowe	Otwory okrągłe

$$\omega_x = \frac{g_1 \left(\frac{10}{r_1}\right)^3 + g_2 \left(\frac{10}{r_2}\right)^3 + \dots + g_{10} \left(\frac{10}{r_{10}}\right)^3}{g_1 + g_2 + \dots + g_{10}} \cdot k_x. \quad (3)$$

Wartość ułamka we wzorze (3) oznaczmy przez λ . Wartość ta musi być pomnożona przez tak zw. współczynnik rozcieńczenia k_x . Potrzebną ilość wody określa więc wzór

$$\omega_x = \lambda \cdot k_x. \quad (4)$$

Współczynnik rozcieńczenia k_x zmienia się od 1 dla betonu sypkiego do wartości nieco większej od 2 dla betonu ciekłego. W omawianych doświadczeniach dla betonu plastycznego $k_x = 1,53$. Jeżeli zatem np. dana próbka kruszywa wykaże $\lambda = 50$, to potrzebna ilość wody na 1000 kg suchego materiału dla betonu plastycznego wyniesie: $50 \cdot 1,53 = 76,5 l$.

Wskaźniki miałkości, wprowadzone w ostatnich wzorach, nie są wyznaczane tak, jak to określa sposób Abrams'a. Zachodzące w tych wzorach wskaźniki miałkości są bowiem obliczane jako średnia arytmetyczna logarytmów dziesiętnych wymiarów oczek sąsiednich sit, wyrażonych w tysięcznych częściach milimetra (mikronach). Zatem np. dla piasku, który przechodzi przez oczka 2 mm , a zatrzymuje się na sicie o oczkach 1 mm , oblicza się wskaźnik miałkości

$$r = \frac{\log 2000 + \log 1000}{2} = \frac{3,3 + 3,0}{2} = 3,15.$$

Wyjątek stanowi wskaźnik miałkości cementu, który oznaczono dla średnicy ziarn 76,5 μ ; zatem dla cementu: $r = 1,883$. Ta wartość wskaźnika miałkości cementu ulegać może, dla rozmaitych gatunków cementu, wahaniom; naogół jednak zmieniać się będzie w nieznacznych granicach, a to od 1,8 do 2,0.

Oznaczenie potrzebnej ilości wody, na podstawie naszkoconego postępowania, przy użyciu specjalnie skonstruowanej wagi lub przy pomocy obliczenia odbywa się w sposób następujący:

Waga posiada szalki na poszczególne grupy kruszywa, umieszczone od osi obrotu dźwigni w odstępach $\left(\frac{10}{r}\right)^3$. Mając próbkę kruszywa, suszy się je, dzieli za pomocą sit na poszczególne grupy, a następnie wrzuca się grupy do odpowiednich szalek. Do szalki, przeznaczonej na cement, wystarczy włożyć równoważny cementowi ciężarek. Wszystkie szalki, po napełnieniu, dadzą moment obrotu o wielkości

$$g_1 \left(\frac{10}{r_1}\right)^3 + g_2 \left(\frac{10}{r_2}\right)^3 + \dots + g_n \left(\frac{10}{r_n}\right)^3.$$

Wielkość ta przedstawia zarazem potrzebną ilość wody ω_0 tysięczkrotnej próbki kruszywa dla idealnego współczynnika podatności, wynoszącego 1. Przesuwając na przeciwnej stronie dźwigni ciężar $G = g_1 + g_2 + \dots + g_n$, równy sumie poszczególnych ciężarów grup próbki kruszywa, tak długo, aż nastąpi równowaga, otrzymamy dla 1000 kg kruszywa

$$\lambda = \frac{g_1 \left(\frac{10}{r_1}\right)^3 + g_2 \left(\frac{10}{r_2}\right)^3 + \dots + g_n \left(\frac{10}{r_n}\right)^3}{G}$$

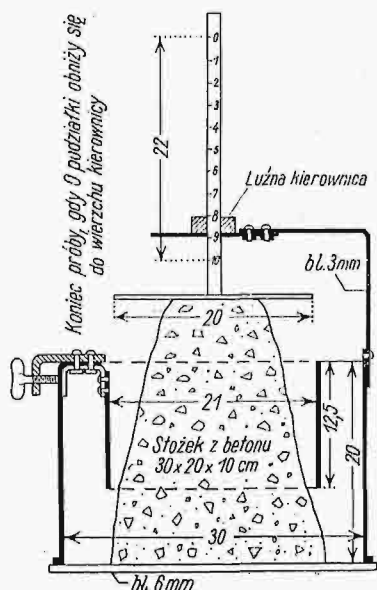
Wyrażenie to określa potrzebną ilość wody na 1000 kg suchego kruszywa dla współczynnika rozcieńczenia równego 1. Dla ustalonej warunkami praktycznymi podatności, należy tak otrzymaną wielkość pomnożyć jeszcze przez odpowiedni współczynnik rozcieńczenia k_x .

Sposób postępowania wyjaśni przykład. Dany, określony wago wo, stosunek cementu do kruszywa 1,1 kg : 3,83 $kg = 1 : 8$. Podział na wartości, potrzebne do obliczenia, określonej wzorem (3), wielkości λ , daje następujące zestawienie:

Cement i kruszywo		g w kg	$(\frac{10}{r})^3$	Składniki licznika wzoru (3)
Cement	0,0027—0,1 mm ⁷⁾	1,10	150	165
Kruszywo	0,06 — 0,2 "	0,35	125	44
	0,2 — 0,5 "	0,53	64	34
	0,5 — 1 "	0,62	43	26
	1 — 2 "	0,62	32	20
	2 — 5 "	0,71	23	16
	18 — 25 "	2,80	12,5	35
	25 — 35 "	3,20	11,0	35
		9,93		375

$$\lambda = \frac{375}{9,93} = 37,8.$$

Współczynnik rozcieńczenia k_z , przez który pomnożyć należy tak otrzymaną wartość, aby określić ilość wody na 1000 kg suchego kruszywa, zależy od materiału kruszywa i wyznacza się przez próby następująco. Po oznaczeniu wielkości λ , miesza się wszystkie grupy i dodaje się tak wiele wody, aby uzyskać żadaną podatność, kontrolowaną osobnem postępowaniem. Iloraz, ustalonej przy wstępnej próbie, ilości wody ω_x i wielkości λ daje, stosownie do określenia wzorem (4), współczynnik rozcieńczenia k_z , odpowiadający żadanej podatności betonu. Współczynnik k_z , przy zastosowaniu tego samego kruszywa, pozostaje stały dla każdego ustosunkowania kruszywa.



Rys. 1.

Przyrząd Powers'a do oznaczania podatności betonu.

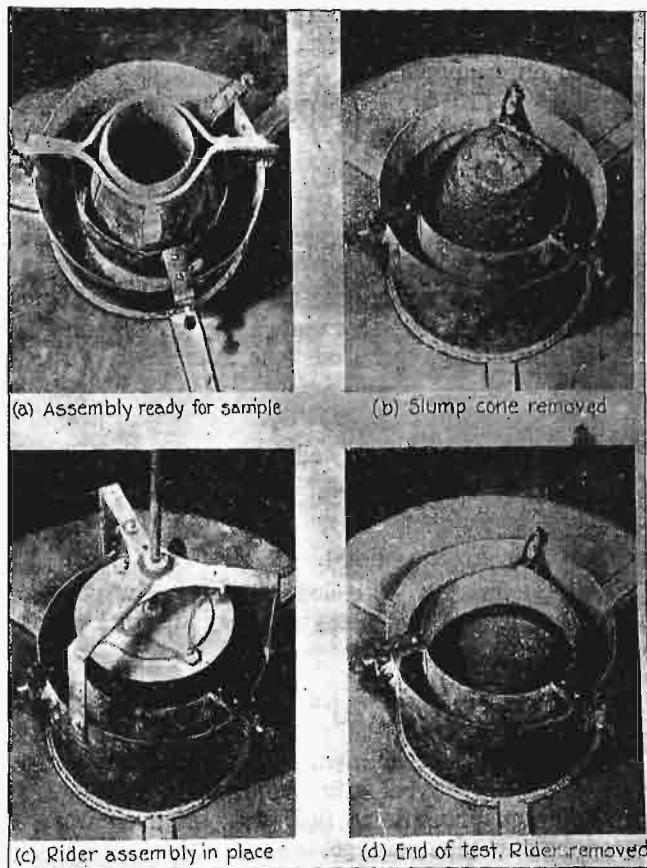
Do kontroli, względnie ustalenia podatności (plastyczności) betonu stosowano, przy omawianych doświadczeniach, trojakiemu rodzaju próby: 1. Próba rozplywu, polegająca na pomiarze wielkości osiadania, rozplywającego się pod wpływem ciężaru własnego, stożka Abrams'a. — 2. Próba wstrząsania, polegająca na pomiarze zwiększonego wymiaru podstawy, wstrząsanego przez obrót mechanizmu korbowego, a umieszczonego na odpowiednim stoliku, stożka betonu o określonej postaci. — 3. Próba przekształcenia.

Miarodajną kontrolę, podatności betonu stanowiła właściwie próba przekształcenia, która oka-

⁷⁾ Jak podano wyżej, dla użytego (przy omawianych doświadczeniach) gatunku cementu jest $r=1,883$. Zatem $(\frac{10}{1,883})^3 = 5,313^3 = 150$. Dla następnej grupy $r = \frac{1,78+2,3}{2} = 2,04$, a więc $(\frac{10}{2,04})^3 = 5^3 = 125$ itd.

zała się najodpowiedniejszą. Dwie pierwsze z wymienionych prób miały tylko pomocnicze znaczenie porównawcze.

Do przeprowadzenia próby przekształcenia służy przyrząd Powers'a⁸⁾ (rys. 1 i 2). Jako próbny element betonu użyty jest stożek Abrams'a. Celem próby jest przekształcenie stożkowej próbki betonowej na formę walca, którego wierzach obniżyłby się do spodu wewnętrznego pierścienia blaszanego. Ilość określonych wstrząśnień stołu, — o typie używanym do próby wstrząsania, — na którym spoczywa przyrząd, potrzebna do takiego przekształcenia próbki, jest miarą podatności betonu.



Rys. 2 a—d.

Próba przekształcenia: a) Przyrząd przygotowany do próby. b) Stożek z betonu po zdjęciu wewnętrznego naczynia blaszanego. c) Nasada przyrządu z płytą, nałożoną na stożek z betonu. d) Koniec próby.

Podatność betonu, przy stosowaniu próby przekształcenia, określa się zapomocą tak zwanych stopni Powers'a t.j. ilości określonych wstrząśnień, (ustalonych mechanizmem korbowym stolika do wywoływania wstrząsów, powodującym podrzucanie na wysokość około 6 mm), potrzebnych do przekształcenia próbki, ewentualnie kombinowanych także z nadwyżką wysokości przekształconej próbki po dokonaniu pewnej największej ilości wstrząśnień stołu, na którym przyrząd jest umocowany.

Np. określenie podatności betonu: 23 stopnie Powers'a oznacza, że po 23 wstrząsach próbka betonu jest w zupełności przekształcona. Przy takim sposobie określania podatności betonu, ustalono 40 wstrząśnień jako ilość największą. Gdy po 40 wstrząsach obniżenie próbki nie osiągnie dolnej granicy, to nadwyżkę obniżenia stoż-

⁸⁾ Engineering News - Record 1932, Vol. 108, str. 372 i T. G. Powers: „Studies of Workability of Concrete“, Journal of the American Concrete Institute 1932, Vol. 3, Nr. 6, str. 442.

ka, ponad określone minimum, zaznaczają się osobno. Np. określenie podatności betonu: 43 stopnie Powers'a odnosi się do przypadku, w którym po 40 wstrząsach pozostaje jeszcze 3 centymetrowa nadwyżka powyżej minimum.

Zasięg określania podatności betonu stopniami Powers'a P waha się od $\sim 4P$ do $\sim 45P$.

Dla betonu średnio - plastycznego podatność określona jest przez $\sim 25P$.

Przytoczone tu liczby, określające stopnie Powers'a, odpowiadają oczywiście przyrządom, ich wymiarom i sposobowi postępowania, przyjętemu przy wykonywaniu omawianych prób i doświadczeń.

Przy pomocy stosownie skonstruowanej wagi lub przy pomocy obliczenia wyznaczyć się da także wagowy stosunek wody do cementu. Używając wagi, zestawień należy, jak poprzednio, obciążenia w odpowiednich odstępach, co daje moment

$$\omega_0 = g_c \left(\frac{10}{r_c}\right)^3 + g_1 \left(\frac{10}{r_1}\right)^3 + \dots + g_n \left(\frac{10}{r_n}\right)^3,$$

przyczem g_c oznacza ciężar, a r_c wskaźnik miarkowości cementu.

Wyrażenie to, jak wspomniano wyżej, przedstawia ilość wody dla tysiackrotnej próbki $g_c + g_1 + \dots + g_n$ przy $k_x = 1$. Do szalki po drugiej stronie dźwigni wkłada się teraz tylko ciężar g_c i przesuwa się go tak długo, aż nastąpi równowaga przy odstępie x ciężarka g_c od osi obrotu, a wtedy

$$g_c \cdot x = \omega_0.$$

Z założeń wynika, że odstęp

$$x = \lambda_f = \frac{\omega_0}{g_c} = \left(\frac{w}{c}\right)_{k=1}$$

oznacza tysiackrotny odczyt.

Uwzględniając, określony próbnymi, współczynnik rozcieńczenia k_x , znajdziemy wagowy stosunek wody do cementu

$$\left(\frac{w}{c}\right) = \frac{1}{1000} \cdot \lambda_f \cdot k_x. \quad (5)$$

Wielkość λ , zachodząca we wzorze (4), da się wykorzystać przy określaniu stopnia nieszczelności u , oznaczającego procentową ilość wypełnionych wodą wydrzeń betonu plastycznego.

Doświadczalnie ustalono związek

$$u = \lambda \cdot \delta.$$

Zatem stopień szczelności

$$\Delta = 100 - u.$$

Np. dla $\lambda = 50$ i ustalonego próbnymi dla danego materiału $\delta = 0,378$, otrzymujemy $u = 50 \cdot 0,378 = 18,9\%$. Oznacza to, że w danym betonie plastycznym znajduje się 19% miejsc niewypełnionych (łącznie z wodą), a 81% zajmuje cement i kruszywo. Liczby te odnoszą się do betonu plastycznego, wstrząsanego.

Przy przeprowadzaniu doświadczeń, ustalających scharakteryzowane tu metody, określono zarazem granice mieszanin betonu, w obrębie których opisane sposoby zachowują ważność.

Za dolną granicę uważać można mieszaniny, określone wagowo 1:9 do 1:10, co odpowiada mniej więcej 230 do 210 kg cementu na 1 m³ gotowego betonu. Górną granicę stanowią mieszaniny 1:4,5 do 1:4 w stosunku wagowym czyli w stosunku wagowo - objętościowym mieszaniny, zawierające 420 do 450 kg cementu na 1 m³ gotowego betonu.

Zagadnienie drugie obejmuje wyznaczenie potrzebnej ilości cementu przy określonym kruszywie, podatności i wytrzymałości betonu.

Przedewszystkiem obliczyć należy, dla danej wytrzymałości na ciśnienie, stosunek wody do cementu np.

z wzoru Abrams'a. Następnie wysuszoną próbkę kruszywa określonej wagi dzieli się na grupy ziarn, a poszczególne grupy wrzuca do odpowiednich szalek wagi, oczywiście bez cementu. Dzieląc liczbę, określającą stosunek wody do cementu, przez współczynnik rozcieńczenia, otrzymamy, stosownie do określenia wzorem (5), liczbę, która oznaczy położenie szalki na obciążenie, zawieszony po przeciwnej stronie dźwigni niż szalki, zawierające grupy ziarn. Zatem tysiackrotna wartość, określająca to położenie, wyniesie

$$\lambda_f = \frac{w}{k_x c}.$$

Dźwignia nie będzie na razie w równowadze. Po prawej stronie znajdują się we właściwym położeniu szalki z grupami ziarn i pusta szalka na cement. Po stronie lewej umieszczona jest szalka na obciążenie wprawdzie w oznaczonym położeniu, ale pusta. Stopniowo obciążamy ciężarkami tak pustą szalkę na cement, jak i pustą szalkę na lewej stronie dźwigni, tak, aż nastąpi równowaga. Dodane ciężarki dadzą w sumie ilość cementu, potrzebną do uzyskania mieszaniny, zapewniającej określoną zgóry wytrzymałość i podatność betonu.

3. Charakterystyka uziarnienia.

Doświadczenia miały na celu porównanie betonu, wytworzonego przy użyciu kruszywa, dobranego według ciągłej („idealnej“) krzywej przesiewu, z betonem, posiadającym kruszywo, niezawierające całego szeregu grup uziarnienia. Wyniki doświadczeń stwierdzają wybitną przewagę betonu, uzyskanego przy użyciu kruszywa, niezawierającego ziarn o grubości mniej więcej od $\phi 3$ do $\phi 15$ mm, jeżeli jednak przytem ziarna do $\phi 3$ mm, łącznie z cementem, stanowią 40 do 45% całkowitego ciężaru mieszaniny.

Beton, bez ziarn $\phi 3$ do 15 mm, okazał się przede wszystkim łatwiejszy w urabianiu. Największą jednak jego zaletą jest właściwość powodująca, że, do uzyskania żądanej podatności, potrzeba mniej wody, niż do mieszaniny z kruszywem, dobranym według ciągłej krzywej przesiewu, co jest szczególnie uderzające dla podatności betonu plastycznego i lanego.

Powyższe wyniki doświadczeń stwierdzają szkodliwość ziarn średnich z powodów następujących:

1. Partja kruszywa o uziarnieniu średnim powoduje rozrzucenie kruszywa grubszego. Wskutek rozrzucenia kruszywa grubszego, powstaje więcej miejsc wolnych, które mają być wypełnione zaprawą cementową, zawierającą też wtedy kruszywo o uziarnieniu średnim. Wskutek tamującego wpływu ziarn średnich na wytworzenie mieszaniny równomiernej, powstaje pewnego rodzaju równowaga chwiejna, a należyte zagęszczenie osiąga się dopiero przy użyciu odpowiednio wydatnego postępowania mechanicznego.

2. Dalsze szkodliwe działanie ziarn średnich kruszywa powoduje rola filtra, jaką to kruszywo spełnia w świeżym betonie. Wiadomo bowiem, że, z rozmaitych powodów, przemieszanie betonu nie zawsze jest bez zarzutu, a także nastąpić może pewne rozdzielanie składników bądź to podczas nieodpowiedniego przewozu lub już przy narzucaniu w miejscu przeznaczenia. W takich przypadkach ziarna średnie przeszkadzają drobnym ziarnom zaprawy w wypełnianiu miejsc wolnych między kruszywem grubszym. Tworzą więc rodzaj filtra, który jednak, przy równomiernym wzroście uziarnienia, łatwo przestaje działać i ulega zatkanemu, bo zawsze znajdują się ziarna, które przez powstałe otwory między ziarnami grubszymi przejść nie zdołają. Powstają więc wtedy w jednych miejscach gniazda żwiru, a w drugich partje, nieposiadające dostatecznej ilości ziarn grubszych.

Jeżeli natomiast, jak wspomniano, brak w mieszaninie kruszywa o średnim uziarnieniu, to określona podatność betonu wymagać będzie mniej wody, niż w przypadku kruszywa równomiernego. Powody tego, doświadczalnie stwierdzonego faktu, są następujące:

1. Występujące, w miejsce ziarn średnich, ziarna grubsze mają powierzchnię mniejszą, wymagają więc mniejszej ilości wody do zwilżenia.

2. Beton, bez ziarn średnich, zawiera lepiej dobrane grupy uziarnienia, które, przy przemieszaniu i przeróbce, wzajemnie sobie nie przeszkadzają. Zaprawa może lepiej wnikać w obszerniejsze partje miejsc wolnych między kruszywem grubszym, a równocześnie kruszywo grubsze może się łatwiej poruszać w obfitszej masie zaprawy.

Beton bez kruszywa o średnim uziarnieniu okazał się bez zarzutu pod względem wytrzymałości na ciśnienie, dając stosunkowo nieznaczne wahania. W doświadczeniach, obejmujących dwie serie prób kostkowych i dwie serie prób ze słupkami zgniatanymi, otrzymano, w porównaniu z wartościami średnimi, wahania, wynoszące + 5,5% i - 6,6%.

Doświadczenia porównawcze wykazały również, że, w przypadku wyłączenia kruszywa o uziarnieniu średnim, osiąga się pewną oszczędność na cemencie przy równoczesnym zwiększeniu szczelności betonu.

W dążeniu do stosowania jak najmniejszej ilości wody do zarobienia betonu, ustalono przy pomocy doświadczeń, że nie tylko ziarna średnie, ale i miaz, o ziarnkach poniżej ϕ 0,25 względnie 0,20 mm, powoduje zwiększenie potrzebnej ilości wody przy mieszaniu, zatem obniżenie wytrzymałości betonu.

Uzupełniając wniosek o wyłączeniu kruszywa o uziarnieniu średnim, sprawozdawca omawianych doświadczeń proponuje również, w niektórych przypadkach, usuwanie miazki poniżej ϕ 0,25 względnie 0,20 mm, stwierdzając, że to kruszywo jest odpowiednie, które, przy równie dobrej urabialności i przy jednakim stosunku mieszanki dla ustalonej podatności, wymaga mniejszej ilości wody.

4. Oznaczenie wilgotności własnej kruszywa.

Do oznaczenia wilgotności własnej kruszywa, — która musi być znana przy określaniu ilości wody, ustalonej dla danej mieszanki, — posługiwano się w doświadczeniach wiedeńskich metodą Bendel'a⁹⁾. Metoda ta, wypróbowana na tysiącu doświadczeń, nadaje się (ze względu na prostotę i szybko osiągalne wyniki) przede wszystkim do zastosowania praktycznego na placu budowy.

Jedynym potrzebnym przyrządem jest stosownie wykonana butla szklana o określonej pojemności, opatrzona na szyjce odpowiednią podziałką. Do butli wrzuca się dokładnie zważoną próbkę kruszywa (w doświadczeniach wiedeńskich próbka wynosiła 3 kg), a nadto dolewa się 1 l wody. Objętość całkowitą oznaczy się na podstawie odczytu na podziałce szyjki butli. Z objętości tej obliczyć można wilgotność własną kruszywa.

Niech oznacza G_w ciężar kruszywa wilgotnego w kg, G_s ciężar tego samego kruszywa wysuszonego w kg, x wilgotność własną kruszywa w litrach lub kilogramach, V objętość całkowitą w litrach, obliczoną z odczytu na podziałce szyjki butli, γ ciężar właściwy kruszywa suchego.

⁹⁾ Podana w publikacji F. Bendel'a: „Ursache u. Grösse der Streuungen bei den Betonfestigkeiten“, Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. Vereines 1932.

Ciężar kruszywa wilgotnego G_w równy jest sumie ciężarów kruszywa suchego G_s i wilgotności własnej kruszywa x czyli

$$G_w = G_s + x \text{ albo } G_s = G_w - x. \quad (6)$$

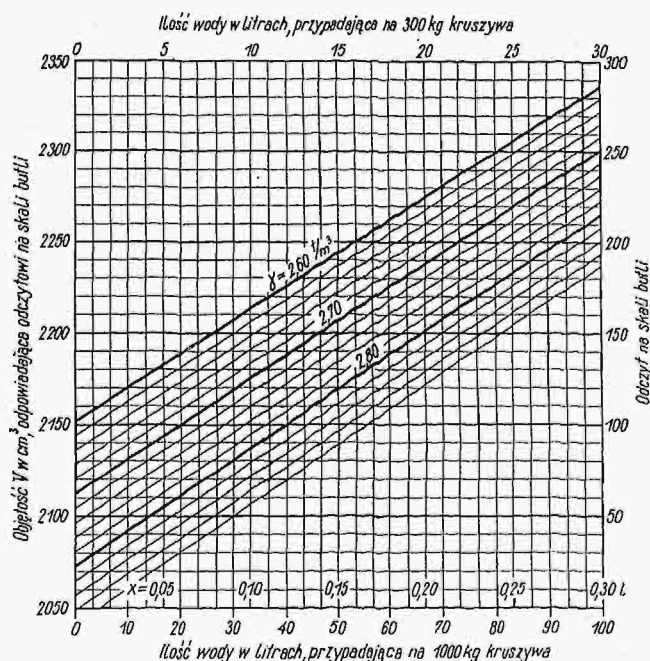
Objętość butli, wypełnionej próbką kruszywa i 1 l wody, wynosi

$$V = \frac{G_s}{\gamma} + 1 + x.$$

Wartość G_s , wyznaczona z równania ostatniego i podstawiona w równanie (6), daje

$$V = \frac{G_w}{\gamma} + 1 + x \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right). \quad (7)$$

Z równania (7) da się obliczyć jedyną niewiadomą x t. j. wilgotność własną kruszywa; G_w oznacza bowiem ciężar próbki kruszywa wilgotnego, a V objętość otrzymaną z odczytu na szyjce butli.



Rys. 3.

Wykres do wyznaczenia wilgotności własnej kruszywa.

Na rys. 3 podano (jako przykład) wykres, z którego, — przy znanym odczytzie na butli, względnie obliczonej na podstawie tego odczytu objętości V , — wyznaczyć można, albo wprost albo przez interpolację, nieznaną wilgotność własną x 3-kilogramowej próbki kruszywa, gdy tylko znany jest jego ciężar właściwy w stanie suchym γ . W wykresie oznaczono zarazem wilgotność własną, przeliczoną dla 300 i 1000 kg kruszywa.

Wykonanie próby, po poprzednim ustaleniu ciężaru właściwego kruszywa suchego γ z dokładnością na dwa miejsca dziesiętne (gdy γ oznacza się w tonnach), odbywać się powinno w sposób następujący. Mając kruszywo na placu budowy, nie należy używać do próby warstwy wierzchniej, która ma wilgotność mniejszą. Usunąć warstwę górną, bierze się do próby kruszywo z głębi figury i odważa się, możliwie dokładnie, próbkę np. 3 kg. Naprzód wlewa się do butli pół litra wody, a następnie wsypuje się ostrożnie kruszywo tak, aby mogły ująć bańki powietrzne. Po wsypaniu kruszywa i zabezpieczeniu butli przez wsunięcie jej w odpowiednio wykształcony cylinder metalowy, dolewa się resztę wody, a na koniec przyrząd wstrząsa się silnie, a ewentualnie nawet uderza się cylinder metalowy młotem. Odczyt na szyjce butli daje podstawę do oznaczenia wilgotności własnej kruszywa.

5. Wnioski dla celów praktyki budowlanej.

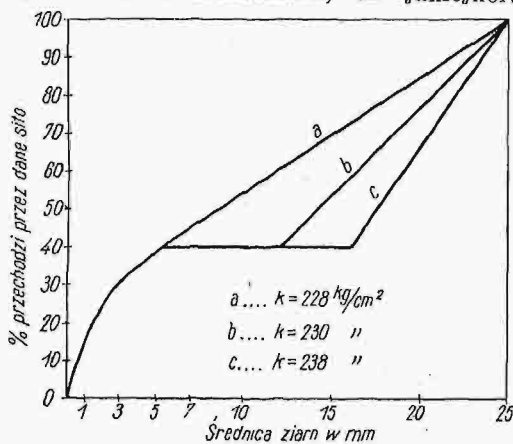
Z przedstawionych w zarysie badań doświadczalnych wynika cały szereg zestawionych niżej wskazań, których zachowanie, zwłaszcza w przypadkach wykonywania większych budowli, może się sownie opłacić.

a) Wskazane jest zatem przygotowanie na placu budowy zapomocą sortowania maszynowego poszczególnych grup kruszywa, które, podobnie jak cement, określać należy przy mieszaniu według wagi. Kruszywo, przy przewożeniu do betoniarki, powinno przejść przez wagę wskazówkową, regulującą oznaczony zgóry stosunek mieszanki. W wielu przypadkach korzystnie jest wyłączyć z użycia szereg grup kruszywa o średnim uziarnieniu.

b) Ilość wody, określona dla pojemności bębna betoniarki, powinna być doprowadzona z dokładnością 1%-ową, przyczem zbiornik wody z urządzeniem kontrolnym ustawiać należy, w celu uniknięcia wstrząśnień, poza betoniarką. Gdy kruszywo nie jest suche, to, dla uniknięcia nadmiaru dodanej wody, zmierzyć trzeba ilość wody, zawartej w kruszywie i odjąć ją od dawki określonej, aby otrzymać ilość wody, jaka ma być doprowadzona ze zbiornika do bębna.

c) Ustawiczna kontrola podatności w miejscu betonowania (najlepiej zapomocą próby przekształcenia) jest postępowaniem niezbędnym. Próba ta wykazać może ubytek wody, który zależy od źródła straty, uzupełnia się na miejscu betonowania lub przez regulację dopływu wody do bębna.

Do określenia korzystnego składu kruszywa, bez konieczności stosowania ciągłej krzywej przesiewu, prowadzi też metoda, którą podał Hummel¹⁰⁾. Jaskrawym przykładem, wskazującym na zbyt znaczne naginanie się, przy ustalaniu uziarnienia, do jakiegokolwiek



Rys. 4. Krzywe przesiewu trzech gatunków kruszywa, dających beton o praktycznie równej wytrzymałości na ciśnienie.

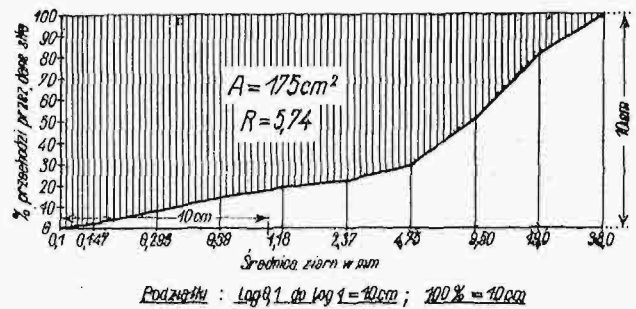
krzywej idealnej, jest, wzięty z podanego źródła, rys. 4. Trzy rodzaje kruszywa o bardzo wyraźnej różnicy uziarnienia dają, co do wytrzymałości na ciśnienie, wyniki te same.

Metoda Hummel'a daje analogiczne rozwiązanie, jak pojęcie wskaźnika miążkości Abrams'a. Jak wiadomo, Abrams stwierdził, że kruszywa o dowolnym uziarnieniu, ale mające ten sam wskaźnik miążkości, wymagają tej samej ilości wody i dają beton o jednakowej wytrzymałości

¹⁰⁾ Por. A. Hummel: „Die Auswertung von Siebanalysen und der Abrams'sche Feinheitmodul“. Premier Congrès International du béton et du béton armé. Liège 1930.

A. Badian: „Ueber die Beziehungen zwischen dem Abrams'schen Feinheitmodul, der Hummelschen F — Fläche und den Spindelschen Siebnummern“. Beton u. Eisen 1933.

na ciśnienie. Zagadnienie posiada więc nieskończenie wiele rozwiązań.



Rys. 5. Powierzchnia A jako charakterystyka kruszywa.

Hummel, — zastosowawszy, ze względu na przejrzystość rysunkową dla kruszywa drobnego, podziałkę logarytmiczną dla średnic ziarn w wykresie krzywej przesiewu (rys. 5), — zauważył, że powierzchnia A charakteryzuje kruszywo równie dobrze, jak wskaźnik miążkości Abrams'a. Zasada Hummel'a, niezależnie od układu sit, określa również nieskończenie wiele rodzajów kruszywa, dających równe powierzchnie A czyli mających równe wskaźniki miążkości. Tę właściwość, odnośnie do wytrzymałości, stwierdził Hummel doświadczalnie tak dla zaprawy 1:3 (w stosunku ciężarów) z kruszywem do 7 mm, jak i dla betonu z kruszywem grubszym, przy stosowaniu mieszanki od 250 do 350 kg cementu na 1 m³ gotowego betonu.

Przechodząc do zastosowania praktycznego, widzimy więc, że kruszywo zupełnie odpowiednie może nie posiadać całego szeregu grup uziarnienia, co w wielu przypadkach niezmiernie ułatwia wykonanie. Doświadczenia Hummel'a określają jako odpowiednie dla konstrukcyj żelbetowych takie kruszywo, którego powierzchnia A (dla podziałek, podanych na rys. 5) zmienia się od 165 do 180 cm², co odpowiada zmianom wskaźnika miążkości od 5,6 do 5,8. Za dolną granicę dla budowli betonowych uważać należy $A = 130$ cm², co odpowiada wskaźnikowi miążkości $R = 4,3$.

Przykład, odnoszący się do kruszywa nieodpowiedniego, które należy poprawić: Dane kruszywo K_1 , dla którego powierzchnia $A = 90$ cm², a wskaźnik miążkości $R = 2,95$. Należy utrzymać dolną granicę $A = 130$ cm². Poprawę uziarnienia osiągnąć można przy użyciu każdego kruszywa, którego $A > 130$ cm², względnie $R > 4,3$. Przypuśćmy, że mamy do rozporządzenia kruszywo K_2 o uziarnieniu od 15 do 25 mm, którego $A = 230$ cm², a $R = 7,6$. Procentową ilość x kruszywa K_1 i y kruszywa K_2 znajdziemy z równań:

$$\begin{aligned} \frac{x}{100} 90 + \frac{y}{100} 230 &= 130 \\ x + y &= 100 \end{aligned}$$

Okrągło $x = 70$, $y = 30$; to znaczy, że, dla uzyskania kruszywa o powierzchni $A = 130$ cm², zmieszać trzeba 70% kruszywa K_1 i 30% kruszywa K_2 .

Przedstawione wyniki nowszych doświadczeń ujmują wiele zagadnień z dziedziny tworzenia betonu we właściwy sposób, dający pożyteczne wskazania dla celów praktyki budowlanej. Pamiętać trzeba zawsze, że wszelkie próby laboratoryjne muszą być na placu budowy stosownie uproszczone. Niektóre z nich mogą się nadawać jedynie do wykonywania badań wstępnych przed rozpoczęciem budowy. Inne, zwłaszcza gdy nie są skomplikowane i nie wymagają szczególnej dokładności postępowania, łatwo przyswoić się mogą w bieżącej prak-

tyce. Dobrze jest przytem nie zapominać o tem, że próby takie nie stanowią celu same w sobie. Wykonywujący, względnie kontrolujący je inżynier powinien mieć swia-

domość wszystkich faz (od opracowania projektu w biurze do ostatecznego wykończenia budowli), przez jakie budowla przechodzi, zanim może być oddana do użytku.

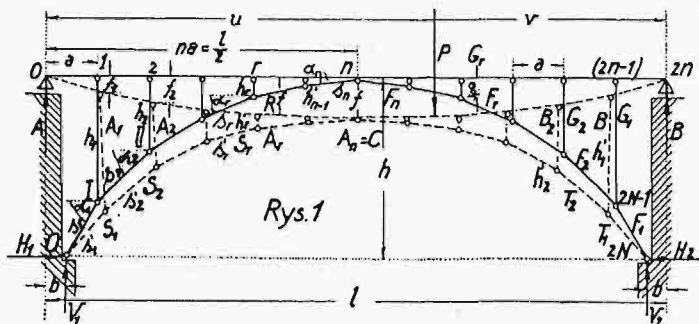
Inż. B. Trakało.

Dźwigar belkowo-rozporowy.

I. Działanie na dźwigar siły pionowej.

§ 1. Siły osiowe i oddziaływania.

Jeżeli belka wolno podparta o rozpiętości l , o współczynniku sprężystości E_1 i o przekroju, którego moment wytrzymałości wynosi I , jest za słabą dla danego obciążenia, wówczas wytrzymałość takiej belki można zwiększyć nawet wielokrotnie zapomocą rozporownicy. Mianowicie: Niech na rys. 1 prosta $O12 \dots n \dots 2n$ przedstawia dolną krawędź powyższej belki opierającej się jeszcze w punktach 1, 2, 3, \dots , n, \dots $(2n-1)$ na



Rys. 1

słupach podpartych symetryczną rozporą $O, I, II \dots n \dots (2N-1), 2N$ o $2n$ zastrzałach. Zastrzały ze sobą, ze skrajnymi podporami, ze słupami oraz słupy z belką niech będą narazie połączone przegubami.

Belkę wzmocnioną rozporą za pośrednictwem słupów nazywam dźwigarem belkowo-rozporowym, który od zwykłego dźwigara rozporowego różni się tem, że na końcach belki niema słupów, lecz opiera się końcami belki o podpory nie poddające się i ruchome w kierunku poziomym, a skrajnymi zastrzałami opiera się o podpory stałe, które mogą być przegibnymi lub sztywnymi.

Belka jest podzielona słupami na $2n$ równych części po

$$a = \frac{l}{2n}.$$

Wielkościami geometrycznymi na rys. 1 są:

długości słupów $h_1, h_2, h_3 \dots h_{n-1} = z, h_n = 0$,
zastrzałów $s_1, s_2, s_3 \dots s_n = s$.

Odległość pionowa podpory ruchomej od podpory przegubowej wynosi h a wzajemna odległość pozioma powyższych podpór wynosi b . Kąty nachylenia zastrzałów do poziomu są:

$$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \dots \alpha_n = \alpha.$$

Przekroje słupów niech wynoszą $G_1, G_2, \dots G_{n-1}$,
zastrzałów $F_1, F_2, \dots F_{n-1}, F_n = F$.
Spółczynnik sprężystości słupów i zastrzałów niech wynosi E_2 .

Belkę obciążamy ciężarem P oddalonym od lewej podpory o u , a od prawej podpory o $l - u = v$.

Obciążenie P belki wywołuje reakcje pionowe A na lewej podporze ruchomej i B na prawej podporze ruchomej oraz reakcje podpór skrajnych przegubowych złożone ze składowych poziomej H_1 i pionowej V_1 na lewej podporze i poziomej H_2 i pionowej V_2 na prawej podporze. Siły wewnętrzne powstałe wskutek obciążenia oznaczono w słupach przez:

$A_1, A_2, A_3, \dots A_{n-1}, A_n = C, B_{n-1}, B_{n-2}, \dots B_2, B_1$,
a w zastrzałach przez:

$$S_1, S_2, S_3, \dots S_{n-1}, S_n, T_n, T_{n-1}, \dots T_2, T_1.$$

Przy obciążeniu rozpornica odkształci się i przyjmie położenie kreskowane narysowane — rozumie się — w skali skażonej.

Ugięcie belki w poszczególnych punktach nad słupami oznaczono przez:

$$f_1, f_2, f_3, \dots f_{n-1}, \dots, f_n = f, g_{n-1}, \dots g_2, g_1.$$

Przy odkształceniu rozporownicy długości słupów będą wynosiły:

$$\left. \begin{aligned} h'_1 &= h_1 - \Delta h_1 \\ h'_2 &= h_2 - \Delta h_2 \\ h'_3 &= h_3 - \Delta h_3 \\ &\vdots \\ h'_r &= h_r - \Delta h_r \\ &\vdots \\ h'_{n-1} &= h_{n-1} - \Delta h_{n-1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 1)$$

a zastrzałów:

$$\left. \begin{aligned} s'_1 &= s_1 - \Delta s_1 \\ s'_2 &= s_2 - \Delta s_2 \\ s'_3 &= s_3 - \Delta s_3 \\ &\vdots \\ s'_r &= s_r - \Delta s_r \\ &\vdots \\ s'_n &= s_n - \Delta s_n \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 2)$$

Z warunku geometrycznego mamy:

$$2na = l \dots \dots \dots 3)$$

$$\left. \begin{aligned} b + s_1 \cos \alpha_1 &= s_2 \cos \alpha_2 = s_3 \cos \alpha_3 = \\ &= \dots = s_r \cos \alpha_r = s_n \cos \alpha_n = a \dots \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 4)$$

$$\left. \begin{aligned} \sin \alpha_1 &= \frac{h - h_1}{s_1} \\ \sin \alpha_2 &= \frac{h_1 - h_2}{s_2} \\ &\vdots \\ \sin \alpha_r &= \frac{h_{r-1} - h_r}{s_r} \\ &\vdots \\ \sin \alpha_n &= \frac{h_{n-1} - 0}{s_n} = \frac{h_{n-1}}{s_n} = \frac{z}{s} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 5)$$

Z równowagi podpór przegubowych i węzłów mamy:

$H_1 = S_1 \cos \alpha_1 = S_2 \cos \alpha_2 = \dots = S_r \cos \alpha_r = \dots = S_n \cos \alpha_n = T_n \cos \alpha_n = \dots = T_2 \cos \alpha_2 = T_1 \cos \alpha_1 = H_2$,
albo na podstawie równania 4):

$$H_1 = S_1 \frac{a-b}{s_1} = \frac{S_2 a}{s_2} = \dots = \frac{S_r a_r}{s_r} = \dots = \frac{S_n a}{s_n} = \dots = T_2 \frac{a}{s_2} = T_1 \frac{(a-b)}{s_1} = H_2 \dots 6)$$

Z równania 6) otrzymujemy:

$$\left. \begin{aligned} H_2 &= H_1 = H \\ T_1 &= S_1 \\ T_2 &= S_2 \\ &\vdots \\ T_r &= S_r \\ &\vdots \\ T_n &= S_n \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 7)$$

czyli: 1) przy dowolnym obciążeniu pionowym parcia poziome przy obu skrajnych podporach przegubowych są sobie równe;

2) w każdej parze dwóch symetrycznych zastrzałów przy dowolnym obciążeniu pionowym powstają jednakowe siły osiowe.

Dalej z warunku równowagi mamy:

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= S_1 \sin \alpha_1 \\ S_1 \sin \alpha_1 - S_2 \sin \alpha_2 &= A_1 \\ S_2 \sin \alpha_2 - S_3 \sin \alpha_3 &= A_2 \\ &\vdots \\ S_r \sin \alpha_r - S_{r+1} \sin \alpha_{r+1} &= A_r \\ &\vdots \\ S_n \sin \alpha_n + T_n \sin \alpha_n &= A_n = C \\ &\vdots \\ T_r \sin \alpha_r - T_{r+1} \sin \alpha_{r+1} &= B_r \\ &\vdots \\ T_2 \sin \alpha_2 - T_3 \sin \alpha_3 &= B_2 \\ T_1 \sin \alpha_1 - T_2 \sin \alpha_2 &= B_1 \\ T_1 \sin \alpha_1 &= V_2 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 8)$$

Eliminując wielkości T_i z układu równań 8) na podstawie układu równań 7) otrzymamy:

$$\left. \begin{aligned} V_2 &= V_1 = V \\ B_1 &= A_1 \\ B_2 &= A_2 \\ &\vdots \\ B_r &= A_r \\ &\vdots \\ B_{n-1} &= A_{n-1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 9)$$

i na podstawie układu równań 5):

$$S_n = \frac{C}{2 \sin \alpha_n} = \frac{s_n C}{2 h_{n-1}} = \frac{s C}{2 z} \dots \dots \dots 10)$$

Z równań 9) widzimy, że:

1. przy dowolnym obciążeniu pionowym składowe pionowe reakcyj skrajnych podpór stałych (dolnych) są sobie równe;

2. w każdej parze dwóch słupów symetrycznych przy dowolnym obciążeniu pionowym powstają jednakowe siły osiowe.

Siły wewnętrzne w wszystkich słupach i zastrzałach oraz reakcje podpór wyrażmy zapomocą oddziaływania C rozpory na belkę po środku rozpiętości, mianowicie: z równań 6) i 10) mamy:

$$\left. \begin{aligned} S_1 &= S_n \frac{a s_1}{s_n (a-b)} = \frac{s C}{2 z} \cdot \frac{a s_1}{s (a-b)} = \frac{a s_1}{2 (a-b) z} C \\ S_2 &= \frac{s_2}{2 z} C \\ &\vdots \\ S_r &= \frac{s_r}{2 z} C \\ &\vdots \\ S_{n-1} &= \frac{s_{n-1}}{2 z} C \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 11)$$

$$H = \frac{s}{2 z} C \cdot \frac{a}{s} = \frac{a}{2 z} C \dots \dots \dots 12)$$

Z równań 8), 11) i 5) mamy:

$$V = \frac{a s_1}{2 (a-b) z} C \frac{h-h_1}{s_1} = \frac{a (h-h_1)}{2 (a-b) z} C \dots \dots \dots 13)$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= \frac{a s_1 C}{2 (a-b) z} \frac{h-h_1}{s_1} - \frac{s_2 C}{2 z} \frac{h_1-h_2}{s_2} = \\ &= \left\{ \frac{a (h-h_1)}{a-b} - (h_1-h_2) \right\} \frac{C}{2 z} = k_1 C \\ A_2 &= \frac{h_1-2 h_2+h_3}{2 h_{n-1}} C = \frac{h_1-2 h_2+h_3}{2 z} C \\ &\vdots \\ A_r &= \frac{h_{r-1}-2 h_r+h_{r+1}}{2 z} C \\ &\vdots \\ A_{n-1} &= \frac{h_{n-2}-2 h_{n-1}+h_n}{2 z} C = \frac{h_{n-2}-2 z}{2 z} C \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 14)$$

przyczem: $k_1 = \frac{1}{2 z} \left\{ \frac{a (h-h_1)}{a-b} - (h_1-h_2) \right\}$

Z warunku statycznej równowagi rozpornicy mamy dwa równania, mianowicie:

Z warunku rzutów:

$$A + A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1} + C + A_{n-1} + \dots + A_2 + A_1 + B = P$$

czyli: $A + B + C + 2(A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1}) = P \dots \dots \dots 15)$

oraz z warunku momentów statycznych względem punktu 0:

$$2 n a (A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1}) + 2 n a B + n a C = P u \dots \dots \dots 16)$$

Eliminując z równań 15) i 16) wielkości A_i zapomocą równań 14), mamy:

$$A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1} = \left[\frac{a (h-h_1)}{a-b} - (h_1-h_2) \right] \frac{C}{2 z} + \frac{h_1-2 h_2+h_3}{2 z} C + \dots + \frac{h_{n-2}-2 h_{n-1}+0}{2 z} C =$$

$$= \left[\frac{a(h-h_1)}{a-b} - z \right] \frac{C}{2z}$$

$$A + B + \frac{a(h-h_1)}{a-b} C = P \quad \dots \quad 17)$$

oraz:

$$2na \left[\frac{a(h-h_1)}{a-b} - z \right] \frac{C}{2z} + 2naB + naC = Pu$$

$$B = \frac{u}{l} P - \frac{a(h-h_1)}{2(a-b)z} C \quad \dots \quad 18)$$

Z równań 17) i 18) jest:

$$A = \frac{(l-u)P}{l} - k_2 C$$

$$k_2 = \frac{a(h-h_1)}{2(a-b)z} \quad \dots \quad 19)$$

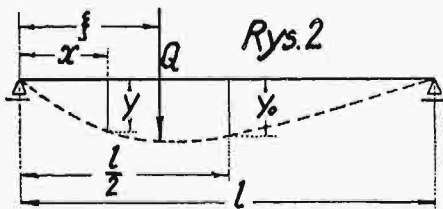
przyczem:

Widzimy, że wszystkie niewiadome są wyrażone przez jedną niewiadomą C . Jeżeli znajdziemy niewiadomą C , to na podstawie równań 10), 11), 12), 14), 18) i 19) obliczymy wszystkie inne niewiadome.

Niewiadomą C obliczymy na podstawie linii ugięcia belki i odkształcenia rozpory i słupów.

Ugięcie f_r belki w miejscu oddalonym od lewej podpory (skrajnej) o $x=ra$ z jednej strony obliczymy sposobem zwyczajnym, a z drugiej strony wyprowadzimy na podstawie skrócenia się słupów i zastrzałów rozpornicy.

Sposób pierwszy jest podany w każdym podręczniku wytrzymałości materiałów i dlatego nie będę go tutaj przeprowadzał, a podam tylko gotowy wynik, mianowicie:



Niech y oznacza rzędną ugięcia w miejscu oddalonym od lewej skrajnej podpory o x belki wolno podpartej o rozpiętości l , o momencie bezwładności I i o współczynniku sprężystości E_1 , obciążonej ciężarem skupionym Q w odległości ξ od lewej skrajnej podpory, (rys. 2). Wówczas równanie lewej części linii ugięcia, to jest części znajdującej się po lewej stronie ciężaru, czyli dla

$$x < \xi \text{ jest:}$$

$$y = \frac{Q(l-\xi)x}{6lIE_1} [2l\xi - \xi^2 - x^2] \quad \dots \quad 20)$$

a prawej części, czyli dla

$$\xi < x \text{ jest:}$$

$$y = \frac{Q(l-x)\xi}{6lIE_1} [2lx - \xi^2 - x^2] \quad \dots \quad 21)$$

Z równań 20) i 21) obliczymy ugięcie y belki w środku jej rozpiętości, kładąc $x = \frac{l}{2}$, więc:

Dla ciężaru, znajdującego się na prawej połowie belki, czyli dla $\xi > \frac{l}{2}$ jest:

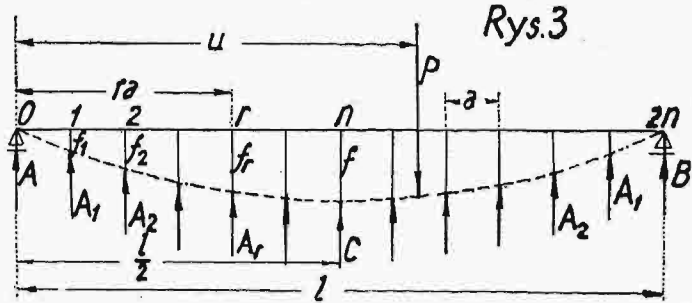
$$y_0 = \frac{Q(l-\xi)}{48IE_1} [8l\xi - 4\xi^2 - l^2] \quad \dots \quad 22)$$

Dla ciężaru, znajdującego się na lewej połowie belki, czyli dla $\xi < \frac{l}{2}$ jest:

$$y_0 = \frac{Q\xi}{48IE_1} [3l^2 - 4\xi^2] \quad \dots \quad 23)$$

Jeżeli na belkę działa nie jeden ciężar, lecz szereg ciężarów i to nie tylko z góry na dół, ale także i z dołu do góry, to strzałka ugięcia w każdym miejscu belki równa się algebraicznej sumie strzałek ugięcia belki wywołanych poszczególnym ciężarem. W naszym wypadku oprócz ciężaru P i reakcyj A i B podpór skrajnych działają na belkę jeszcze reakcje słupów równe ich siłom wewnętrznym:

$$A_1, A_2, \dots, A_r, \dots, A_{n-1}, C, A_{n+1}, \dots, A_2, A_1 \text{ (rys. 3)}$$



Ponieważ rozpornica jest symetryczną, przeto wystarczy obliczyć ugięcie belki tylko na jednej połowie belki, n. p. lewej, przyjmując ciężar ruchomy na drugiej połowie belki, w tym wypadku na prawej, wobec czego wskaźnik r ugięcia f_r będzie przybierał wartości od 1 do n . Więc ugięcie f_r belki w miejscu oddalonym od lewej skrajnej podpory o $x=ra$, wywołane działaniem na belkę ciężaru P i oddziaływaniami na belkę słupów siłami:

$A_1, A_2, \dots, A_r, \dots, A_{n-1}, C, A_{n+1}, \dots, A_2, A_1$, obliczymy ze wzorów 20) i 21) przyjmując u nich $x=ra$ i podstawiając kolejno za Q siły $P, A_1, A_2, \dots, A_{n-1}, C, A_{n+1}, \dots, A_2, A_1$ a za ξ oddalenia: $u, a, 2a, \dots, na, \dots, (2n-2)a, (2n-1)a$.

A zatem, dla $x=ra \leq \frac{l}{2} \leq u$ mamy:

$$6lIE_1 f_r = P(l-u)ra [2lu - u^2 - (ra)^2] -$$

$$- \{ A_1(l-ra)a [2la - a^2 - (ra)^2] +$$

$$+ A_2(l-ra)2a [2lra - (2a)^2 - (ra)^2] +$$

$$+ \dots$$

$$+ A_i(l-ra)ia [2lra - (ia)^2 - (ra)^2] -$$

$$+ \dots$$

$$+ A_r(l-ra)ra [2lra - (ra)^2 - (ra)^2] \} -$$

$$- \{ A_{r+1}[l-(r+1)a]ra [2l(r+1)a - (r+1)^2 a^2 - (ra)^2] +$$

$$+ A_{r+2}[l-(r+2)a]ra [2l(r+2)a - (r+2)^2 a^2 - (ra)^2] +$$

$$+ \dots$$

$$+ A_i[l-ia]ra [2lia - (ia)^2 - (ra)^2] +$$

$$+ \dots$$

$$+ A_{2n-2}[l-(2n-2)a]ra [2l(2n-2)a - (2n-2)^2 a^2 - (ra)^2] +$$

$$+ A_{2n-1}[l-(2n-1)a]ra [2l(2n-1)a - (2n-1)^2 a^2 - (ra)^2] \}$$

lub:

$$6lIE_1 f_r = Pra(l-u) [2lu - u^2 - (ra)^2] -$$

$$- a^2(l-ra) \sum_{i=1}^r A_i \cdot i [2lr - i^2 a - r^2 a] =$$

$$- ra^2 \sum_{i=r+1}^{2n-1} A_i [l-ia] [2li - i^2 a - r^2 a] \quad \dots \quad 24)$$

Wzór 25) przedstawia n równań, gdyż r może przybierać wartości od 1 do n . Każde z tych równań obejmuje ugięcie belki nad jednym słupem. Ugięcie $f_n=f$ po środku rozpiętości otrzymamy, kładąc we wzorze 24) $r=n$, mianowicie:

$$6 l I E_1 f = P n a (l-u) [2 l u - u^2 - (n a)^2] - a^2 (l-n a) \sum_{i=1}^n A_i [2 l n - n^2 a - i^2 a] - n a^2 \sum_{i=n+1}^{2n-1} A_i (l-i a) (2 l i - i^2 a - n^2 a),$$

czyli:

$$6 l I E_1 f = \frac{1}{2} P l (l-u) \left[2 l u - u^2 - \frac{l^2}{4} \right] - a \frac{l}{2} \sum_{i=1}^n A_i \left[l^2 - \frac{l^2}{4} - (i a)^2 \right] - \frac{l}{2} \sum_{i=n+1}^{2n-1} A_i (l-i a) \left[2 l i a - (i a)^2 - \frac{l^2}{4} \right].$$

Odlączając od pierwszej sumy n -ty składnik i dodając w drugiej sumie składniki w porządku przeciwnym t. j. od prawej strony do środka przeszła, czyli podstawiając za liczbę i nową liczbę $(2n-i)$, otrzymamy przy pomocy równania 3):

$$12 I E_1 f = P [l-u] \left[2 l u - u^2 - \frac{l^2}{4} \right] - a \sum_{i=1}^{n-1} A_i i \left[\frac{3}{4} l^2 - (i a)^2 \right] - n a C \left[\frac{3}{4} l^2 - (n a)^2 \right] - \sum_{i=1}^{n-1} A_i [l-(2u-i)a] \left[2 l (2u-i)a - (2u-i)^2 a^2 - \frac{l^2}{4} \right]$$

czyli:

$$48 I E_1 f = P (l-u) [8 l u - 4 u^2 - l^2] - C l^3 - 2 a \sum_{i=1}^{n-1} A_i i [3 l^2 - 4 (i a)^2] \dots \dots \dots 25)$$

Na podstawie równań 14) eliminujemy niewiadome A_i ze wzoru 24) i 25), więc:

$$6 l I E_1 f_r = P r a (l-u) [2 l u - u^2 - (r a)^2] - a^2 (l-r a) A_{i-1} [2 l r - r^2 a - a] - a^2 (l-r a) \sum_{i=2}^r A_i i [2 l r - r^2 a - i^2 a] - r a^2 \sum_{i=r+1}^{2n-2} A_i (l-i a) [2 l i - i^2 a - r^2 a] - r a^2 A_{n-1} [l-(2n-1)a] [2 l (2n-1) - (2n-1)^2 a - r^2 a]$$

czyli:

$$6 l I E_1 f_r = P r a (l-u) [2 l u - u^2 - (r a)^2] - C k_1 a^2 l [3 l r - 3 r^2 a - a] - a^2 (l-r a) \sum_{i=2}^r \frac{h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}}{2 z} C i [2 l r - r^2 a - i^2 a] - r a^2 \sum_{i=r+1}^{2n-1} \frac{h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}}{2 z} C (l-i a) [2 l i - i^2 a - r^2 a]$$

albo:

$$6 l I E_1 f_r = P r a (l-u) [2 l u - u^2 - (r a)^2] - C k_1 a^2 [3 l r - 3 r^2 a - a] - C \frac{a^2 (l-r a)}{2 z} \sum_{i=2}^r i (h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}) (2 l r - r^2 a - i^2 a) - C \frac{r a^2 2^{2n-2}}{2 z} \sum_{i=r+1}^{2n-1} (l-i a) (h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}) (2 l i - i^2 a - r^2 a) \dots \dots \dots 26)$$

oraz:

$$48 I E_1 f = P (l-u) [8 l u - 4 u^2 - l^2] - C l^3 - 2 a A_1 [3 l^2 - 4 a^2] - 2 a \sum_{i=2}^{n-1} A_i i [3 l^2 - 4 (i a)^2].$$

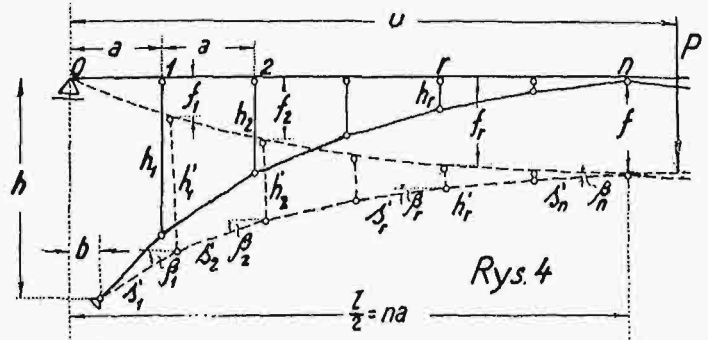
$$48 I E_1 f = P (l-u) [8 l u - 4 u^2 - l^2] - C l^3 - 2 a k_1 C [3 l^2 - 4 a^2] -$$

$$- 2 a \sum_{i=2}^{n-1} \frac{h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}}{2 z} C i [3 l^2 - 4 (i a)^2],$$

albo:

$$48 I E_1 f = P (l-u) [8 l u - 4 u^2 - l^2] - C k_2 - C \frac{a}{z} \sum_{i=2}^{n-1} i (h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}) [3 l^2 - 4 (i a)^2], \quad 27)$$

przyczem $k_2 = l^3 + 2 k_1 a (3 l^2 - 4 a^2)$.



Ugięcie belki nad słupami znajdziemy jeszcze na podstawie skrócenia słupów i zastrzałów w sposób następujący. Niech rys. 4 przedstawia połowę rozpornicy przed obciążeniem (linje ciągłe) i przy obciążeniu (linje kreskowane). Na podstawie prawa Hooke'a mamy skrócenie słupów:

$$\left. \begin{aligned} \Delta h_1 &= \frac{h_1 A_1}{E_2 G_1} \\ \Delta h_2 &= \frac{h_2 A_2}{E_2 G_2} \\ &\vdots \\ \Delta h_r &= \frac{h_r A_r}{E_2 G_r} \\ &\vdots \\ \Delta h_{n-1} &= \frac{h_{n-1} A_{n-1}}{E_2 G_{n-1}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 28)$$

oraz skrócenie zastrzałów:

$$\left. \begin{aligned} \Delta s_1 &= \frac{s_1 S_1}{E_2 F_1} \\ \Delta s_2 &= \frac{s_2 S_2}{E_2 F_2} \\ &\vdots \\ \Delta s_r &= \frac{s_r S_r}{E_2 F_r} \\ &\vdots \\ \Delta s_n &= \frac{s_n S_n}{E_2 F_n} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 29)$$

Oznaczmy przez $\beta_1, \beta_2, \dots, \beta_r, \dots, \beta_n$ kąty nachylenia do poziomu zastrzałów przy odkształceniu rozpornicy. Wówczas z rysunku mamy, popełniając znikomo mały błąd z powodu małego odchylenia od pionu słupów po odkształceniu rozpornicy:

$$\begin{aligned} s'_1 \sin \beta_1 &= h - (h'_1 + f_1) \\ s'_1 \sin \beta_1 + s'_2 \sin \beta_2 &= h - (h'_2 + f_2) \\ s'_1 \sin \beta_1 + s'_2 \sin \beta_2 + s'_3 \sin \beta_3 &= h - (h'_3 + f_3) \\ &\vdots \\ &\vdots \end{aligned}$$

$$s'_1 \sin \beta_1 + s'_2 \sin \beta_2 + \dots + s'_r \sin \beta_r = h - (h'_r + f_r)$$

⋮
⋮

$$s'_1 \sin \beta_1 + s'_2 \sin \beta_2 + \dots + s'_n \sin \beta_n = h - f_n$$

czyli:

$$s'_1 \sin \beta_1 = h - (h'_1 + f_1) = (h - h'_1) - f_1$$

$$s'_2 \sin \beta_2 = h - (h'_2 + f_2) - h + (h'_1 + f_1) = (h'_1 - h'_2) - (f_2 - f_1)$$

$$s'_3 \sin \beta_3 = h - (h'_3 + f_3) - (h' - h'_1) + f_1 - (h'_1 - h'_2) + (f_2 - f_1) = (h'_2 - h'_3) - (f_3 - f_1)$$

⋮
⋮

$$s'_r \sin \beta_r = (h'_{r-1} - h'_r) - (f_r - f_{r-1})$$

⋮
⋮

$$s'_n \sin \beta_n = h'_{n-1} - 0 - (f_n - f_{n-1}) = h'_{n-1} - (f_n - f_{n-1})$$

lub:

$$\sin \beta_1 = \frac{h - h'_1 - f_1}{s'_1}$$

$$\sin \beta_2 = \frac{(h'_1 - h'_2) - (f_2 - f_1)}{s'_2}$$

⋮
⋮

$$\sin \beta_r = \frac{(h'_{r-1} - h'_r) - (f_r - f_{r-1})}{s'_r}$$

$$\sin \beta_n = \frac{h'_{n-1} - (f_n - f_{n-1})}{s'_n}$$

albo:

$$\cos \beta_1 = \frac{1}{s'_1} \sqrt{s_1'^2 - [h - h'_1 - f_1]^2}$$

$$\cos \beta_2 = \frac{1}{s'_2} \sqrt{s_2'^2 - [(h'_1 - h'_2) - (f_2 - f_1)]^2}$$

⋮
⋮

$$\cos \beta_r = \frac{1}{s'_r} \sqrt{s_r'^2 - [(h'_{r-1} - h'_r) - (f_r - f_{r-1})]^2}$$

⋮
⋮

$$\cos \beta_n = \frac{1}{s'_n} \sqrt{s_n'^2 - [h'_{n-1} - (f_n - f_{n-1})]^2}$$

Rzutuując rozporeę na kierunku poziomy, mamy:

$$s'_1 \cos \beta_1 + s'_2 \cos \beta_2 + \dots + s'_r \cos \beta_r + \dots + s'_n \cos \beta_n = na - b$$

czyli, uwzględniając równania 30):

$$\sqrt{s_1'^2 - [h - h'_1 - f_1]^2} + \sqrt{s_2'^2 - [(h'_1 - h'_2) - (f_2 - f_1)]^2} + \dots + \sqrt{s_r'^2 - [(h'_{r-1} - h'_r) - (f_r - f_{r-1})]^2} + \dots + \sqrt{s_n'^2 - [h'_{n-1} - (f_n - f_{n-1})]^2} = na - b$$

albo:

$$\sum_{i=1}^n \sqrt{s_i'^2 - [(h'_{i-1} - h'_i) - (f_i - f_{i-1})]^2} = na - b.$$

Na podstawie równań 1), 2), 28) i 29) równanie powyższe przekształci się na równanie:

$$\sum_{i=1}^n \sqrt{(s_i - \Delta s_i)^2 - [(h_{i-1} - \Delta h_{i-1} - h_i + \Delta h_i) - (f_i - f_{i-1})]^2} = na - b,$$

$$\sum_{i=1}^n \sqrt{\left(s_i - \frac{s_i S_i}{E_2 F_i}\right)^2 - \left[\left(h_{i-1} - \frac{h_{i-1} A_{i-1}}{E_2 G_{i-1}} - h_i + \frac{h_i A_i}{E_2 G_i}\right) - (f_i - f_{i-1})\right]^2} = na - b,$$

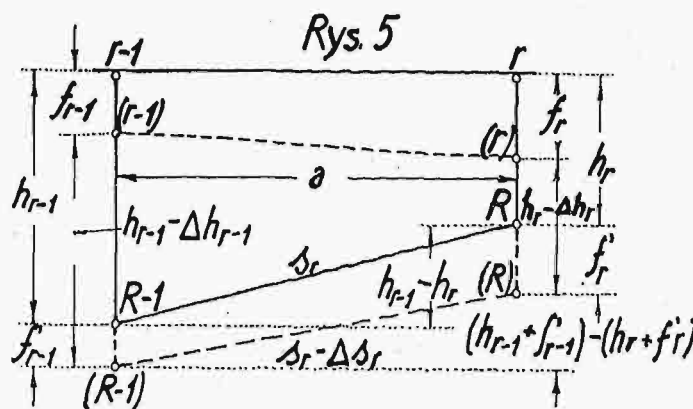
$$\sum_{i=1}^n \sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{S_i}{E_2 F_i}\right)^2 - \left[h_{i-1} \left(1 - \frac{A_{i-1}}{E_2 G_{i-1}}\right) - h_i \left(1 - \frac{A_i}{E_2 G_i}\right) - (f_i - f_{i-1})\right]^2} = na - b. \quad 31)$$

Eliminując z powyższego równania S_i i A_i na podstawie równań 11) i 14) mamy:

$$\sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{a s_i C}{2 E_2 F_i (a-b) Z}\right)^2 - \left[h - h_1 \left(1 - \frac{k_1 C}{E_2 G_1}\right) - f_1\right]^2} + \sqrt{s_2^2 \left(1 - \frac{s_2 C}{2 E_2 F_2 Z}\right)^2 - \left[h_1 \left(\frac{k_1 C}{E_2 G_1}\right) - h_2 \left(1 - \frac{h_1 - 2h_2 + h_3}{2 E_2 G_2 Z} C\right) - (f_2 - f_1)\right]^2} + \sum_{i=3}^n \sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{s_i C}{2 Z E_2 F_i}\right)^2 - \left[h_{i-1} \left(1 - \frac{h_{i-2} - 2h_{i-1} + h_i}{2 Z E_2 G_{i-1}} C\right) - h_i \left(1 - \frac{h_{i-1} - 2h_i + h_{i+1}}{2 Z E_2 G_i} C - (f_i - f_{i-1})\right)\right]^2} = na - b. \quad 32)$$

Układ równań 26) i 32) można łatwiej rozwiązać drogą próby, mianowicie: Przyjmując z góry pewną wielkość za niewiadomą C , obliczyć następnie z równań 26) niewiadome $f_1, f_2, f_3, \dots, f_n$ i potem przyjętą niewiadomą C i obliczone niewiadome f_1, f_2, \dots, f_n podstawić w równanie 32) i przekonać się, z jaką dokładnością to równanie spełnia się. Przez 2-3 próby z odpowiednią poprawką wielkości C można niewiadomą C znaleźć z pożądaną dokładnością, a mając C , znajdziemy tem samym na podstawie poprzednich prostych wzorów i inne niewiadome.

Przy rozwiązywaniu układu równań 26) zamiast przyjmować „na czucie” pewną wielkość na niewiadomą C , wyprowadzimy równanie pierwszego stopnia, z którego łatwo można będzie obliczyć przybliżoną wartość niewiadomej C , którą można będzie przyjąć za ostateczną albo — jeśli będzie chodziło o wielką ścisłość — podstawić się w równanie 26) i obliczy się niewiadome f_1, f_2, \dots, f_n , następnie obliczone C, f_1, f_2, \dots, f_n , podstawić się równanie 32), sprawdzając je i czyniąc w razie potrzeby odpowiednią poprawkę na wielkość C .



Otóż na rys. 5 jest przedstawiony r -ty przedział rozpornicy. Ciągłe linje oznaczają przedział przed ugięciem, a kreskowane — przy ugięciu rozpornicy. Zakładamy, że przy ugięciu belki słupy znajdują się dalej w tych samych prostych pionowych co i przed ugięciem, dopełniając przez to pewien błąd, lecz — jak zobaczymy — w każdym razie praktycznie bez znaczenia.

Oznaczając obniżenie się dolnego końca $(r-1)$ -go słupa przez f'_{r-1} , a — r -tego — przez f_r , mamy z rys. 5.

$$\begin{aligned} h_r + f'_r &= h_r - \Delta h_r + f'_r \text{ lub} \\ f'_r &= f_r - \Delta h_r \dots \dots \dots 33) \\ s_r^2 &= a^2 + (h_{r-1} - h_r)^2 \dots \dots \dots 34) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (s_r - \Delta s_r)^2 &= a^2 + [(h_{r-1} + f'_{r-1}) - (h_r + f'_r)]^2 \text{ czyli:} \\ (s_r - \Delta s_r)^2 &= a^2 + [(h_{r-1} - h_r) - (f'_r - f'_{r-1})]^2 \\ (s_r^2 - 2s_r \Delta s_r + (\Delta s_r)^2) &= a^2 + (h_{r-1} - h_r)^2 - \\ &- 2(h_{r-1} - h_r)(f'_r - f'_{r-1}) + (f'_r - f'_{r-1})^2. \end{aligned}$$

Uwzględniając równanie 34), mamy:

$$-2s_r \Delta s_r + (\Delta s_r)^2 = -2(h_{r-1} - h_r)(f'_r - f'_{r-1}) + (f'_r - f'_{r-1})^2.$$

Składniki $(\Delta s_r)^2$ i $(f'_r - f'_{r-1})^2$ skreślamy jako małe wyższego rzędu wobec innych składników, tem bardziej, że są one jednakowego znaku algebraicznego po przeciwnych stronach równania. Wobec powyższego otrzymujemy:

$$s_r \Delta s_r = (h_{r-1} - h_r)(f'_r - f'_{r-1}).$$

Eliminując z równania powyższego f'_r i f'_{r-1} na podstawie równania 33), mamy:

$$s_r \Delta s_r = (h_{r-1} - h_r)(f_r - \Delta h_r - f_{r-1} + \Delta h_{r-1}) \text{ albo:}$$

$$f_r - \Delta h_r = \frac{s_r \Delta s_r}{h_{r-1} - h_r} + (f_{r-1} - \Delta h_{r-1}).$$

Z powyższego równania dla wartości r od 1 do n otrzymamy po podstawieniu $f_{1-1}=0$, $\Delta h_{1-1}=0$ i $\Delta h_n=0$ następujące przypadki:

$$f_1 - \Delta h_1 = \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1}$$

$$f_2 - \Delta h_2 = \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + (f_1 - \Delta h_1)$$

$$f_3 - \Delta h_3 = \frac{s_3 \Delta s_3}{h_2 - h_3} + (f_2 - \Delta h_2)$$

$$f_{n-1} - \Delta h_{n-1} = \frac{s_{n-1} \Delta s_{n-1}}{h_{n-2} - h_{n-1}} + (f_{n-2} - \Delta h_{n-2})$$

$$f_n = \frac{s_n \Delta s_n}{h_{n-1}} + (f_{n-1} - \Delta h_{n-1}), \text{ albo:}$$

$$f_1 = \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1} + \Delta h_1$$

$$f_2 = \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1} + \Delta h_2$$

$$f_3 = \frac{s_3 \Delta s_3}{h_2 - h_3} + \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1} + \Delta h_3$$

$$f_r = \frac{s_r \Delta s_r}{h_{r-1} - h_r} + \dots + \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1} + \Delta h_r$$

$$f_{n-1} = \frac{s_{n-1} \Delta s_{n-1}}{h_{n-2} - h_{n-1}} + \dots + \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1} + \Delta h_{n-1}$$

$$f_n = \frac{s_n \Delta s_n}{h_{n-1} - 0} + \frac{s_{n-1} \Delta s_{n-1}}{h_{n-2} - h_{n-1}} + \dots + \frac{s_2 \Delta s_2}{h_1 - h_2} + \frac{s_1 \Delta s_1}{h - h_1}.$$

Eliminując z powyższych równań $h \Delta_i$ i Δs_i na podstawie równań 28) i 29), otrzymamy:

$$f_1 = \frac{s_1^2 S_1}{(h - h_1) E_2 F_1} + \frac{h_1 A_1}{E_2 G_1}$$

$$f_2 = \frac{s_2^2 S_2}{(h_1 - h_2) E_2 F_2} + \frac{s_1^2 S_1}{(h - h_1) E_2 F_1} + \frac{h_2 A_2}{E_2 G_2}$$

\vdots

$$f_r = \frac{s_r^2 S_r}{(h_{r-1} - h_r) E_2 F_r} + \dots + \frac{s_1^2 S_1}{(h - h_1) E_2 F_1} + \frac{h_r A_r}{E_2 G_r}$$

\vdots

$$f_{n-1} = \frac{s_{n-1}^2 S_{n-1}}{(h_{n-2} - h_{n-1}) E_2 F_{n-1}} + \dots + \frac{s_1^2 S_1}{(h - h_1) E_2 F_1} + \frac{h_{n-1} A_{n-1}}{E_1 G_{n-1}}$$

$$\left. \begin{aligned} f_n &= \frac{s_n^2 S_n}{h_{n-1} E_2 F_n} + \dots + \frac{s_2^2 S_2}{(h_{1-1} - h_1) E_2 F_1} + \dots + \frac{s_1^2 S_1}{(h - h_1) E_2 F_1} \\ \text{albo: } f_n &= \sum_{i=1}^n \frac{s_i^2 S_i}{(h_{i-1} - h_i) E_2 F_i} \end{aligned} \right\} 35)$$

Na podstawie równań 10) i 11) równanie 35) zamieni się na:

$$f_n = \frac{s_n^2 s_n C}{h_{n-1} E_2 F_n 2Z} + \frac{s_{n-1}^2 s_{n-1} C}{(h_{n-2} - h_{n-1}) E_2 F_{n-1} 2Z} + \dots + \frac{s_1^2 a s_1 C}{(h - h_1) E_2 F_1 2(a-b)Z}$$

lub:

$$f_n = \frac{C}{2Z E_2} \left[\frac{s_n^3}{(h_{n-1} - h_n) F_n} + \dots + \frac{s_2^3}{(h_1 - h_2) F_2} + \frac{s_1^3 a}{(h - h_1)(a-b) F_1} \right]$$

albo:

$$f_n = \frac{C}{2Z E_2} \left[\sum_{i=2}^n \frac{s_i^3}{(h_{i-1} - h_i) F_i} + \frac{s_1^3 a}{(h - h_1)(a-b) F_1} \right]. 36)$$

Eliminując f z równania 27) i 36), otrzymamy jedno równanie pierwszego stopnia z jedną niewiadomą C .

Równań 27) i 36) używalibyśmy tylko wtedy, jeśli mielibyśmy sprawdzić naprężenia w rozpornicy już wybudowanej, lub też zaprojektowanej, to znaczy w tych wypadkach, kiedy to przekroje słupów i zastrzałów oraz belki są już ustalone. Jednakowoż dla nowoprojektującego się dźwigara należy bezwarunkowo przekroje słupów i zastrzałów tak dobrać, aby każdorazowe naprężenia w nich powstałe były sobie równe. Pożądany dobór przekrojów jest możliwy, gdyż czy to w równaniu przybliżonym 35), czy w równaniu dokładnym 32), wszędzie siła osiowa i jej odpowiedni przekrój pręta, w którym działa, tworzą stosunek, będący — jak wiemy — naprężeniem. W tych równaniach można uczynić wszystkie te stosunki sobie równe.

Otóż naprężenie powstałe w zastrzałach i słupach od dowolnego obciążenia niech wynosi σ , wówczas będzie:

$$\sigma = \frac{S_1}{F_2} = \frac{S_2}{E_2} = \dots = \frac{S_r}{F_r} = \dots = \frac{S_n}{F_n} = \frac{A_1}{G_1} = \frac{A_1}{G_2} = \dots = \frac{A_r}{G_r} = \dots = \frac{A_{n-1}}{G_{n-1}}$$

Eliminując z powyższych równań siły A_i i S_i na podstawie równań 14), 11) i 10), otrzymamy:

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{a s_1 C}{2(a-b) Z F_1} = \frac{s_2 C}{2 Z F_2} = \frac{s_3 C}{2 Z F_3} = \dots = \frac{s_r C}{2 Z F_r} = \\ &\dots = \frac{s C}{2 Z F} = \frac{h_1 C}{G_1} = \frac{h_1 - 2 h_2 + h_3}{2 Z G_2} C = \\ &= \frac{h_2 - 2 h_3 + h_4}{2 Z G_3} C = \dots = \frac{h_{n-2} - 2 h_{n-1}}{2 Z G_{n-1}} C, \end{aligned}$$

czyli:

$$\begin{aligned}
 F_1 &= \frac{\alpha s_1 F}{(\alpha - b) s} \\
 F_2 &= \frac{s_2 F}{s} \\
 F_3 &= \frac{s_3 F}{s} \\
 &\vdots \\
 F_r &= \frac{s_r F}{s} \\
 &\vdots \\
 G_1 &= \frac{2 Z k_1 F}{s} \\
 G_2 &= \frac{(h_1 - 2h_2 + h_3) F}{s} \\
 G_3 &= \frac{(h_3 - 2h_3 + h_4) F}{s} \\
 &\vdots \\
 G_r &= \frac{(h_{r-1} - 2h_r + h_{r+1}) F}{s} \\
 G_{n-1} &= \frac{(h_{n-2} - 2h_{n-1}) F}{s} \\
 \sigma &= \frac{s C}{2 Z F}
 \end{aligned} \quad \dots \quad 37)$$

Wyrażając na podstawie równań 37) przekroje G_i słupów i przekroje F_i zastrzałów przez przekrój F n -tego zestrzału, przekształci się równanie 32) na:

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{s_1^2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right)^2 - \left[h - h_1 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - f_1\right]^2} + \\
 &+ \sqrt{s_2^2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right)^2 - \left[h_1 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - h_2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - \right.} \\
 &\quad \left. - (f_2 - f_1)\right]^2} + \sum_{i=3}^n \sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right)^2 -} \\
 &\quad - \left[h_{i-1} \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - h_i \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - \right. \\
 &\quad \left. - (f_i - f_{i-1})\right]^2} = n \alpha - b
 \end{aligned}$$

albo:

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right)^2 - \left[h - h_1 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - f_1\right]^2} + \\
 &+ \sum_{i=2}^n \sqrt{s_i^2 \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right)^2 - \left[\left(h_{i-1} - h_i\right) \left(1 - \frac{s C}{2 Z E_2 F}\right) - \right.} \\
 &\quad \left. - (f_i - f_{i-1})\right]^2} = n \alpha - b \quad \dots \quad 38)
 \end{aligned}$$

Równanie 36) przekształci się na:

$$\begin{aligned}
 f &= \frac{C}{2 Z E_2 F} \left[\frac{s}{F} \sum_{i=2}^n \frac{s_i^2}{(h_{i-1} - h_i)} + \frac{s_i s}{(h - h_i) F} \right] \\
 f &= \frac{s C}{2 Z E_2 F} \sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{(h_{i-1} - h_i)} \quad \dots \quad 39)
 \end{aligned}$$

Porównując wartości f z równań 39) i 27), mamy równania pierwszego stopnia, a mianowicie:

$$\text{dla } u > \frac{l}{2}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{s C}{2 Z E_2 F} \sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{h_{i-1} - h_i} &= \frac{P}{48 I E_1} (l - u) (8 l u - 4 u^2 - l^2) - \\
 - \frac{k_2 C}{48 I E_1} - \frac{a C}{48 Z I E_1} \sum_{i=1}^n i (h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}) [3 l^2 - 4 (i a)^2] \\
 \text{czyli: } C &= \frac{P}{K} (l - u) (8 l u - 4 u^2 - l^2) \quad \dots \quad 40)
 \end{aligned}$$

przyczem:

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{24 s I E_1}{Z E_2 F} \sum_{i=1}^n \frac{s_i^2}{h_{i-1} - h_i} + \\
 &+ \frac{a}{z} \sum_{i=2}^{n-1} i (h_{i-1} - 2 h_i + h_{i+1}) [3 l^2 - 4 (i a)^2] + k_2 \\
 k_2 &= l^3 + 2 k_1 a (3 l^2 - 4 a^2) \\
 k_1 &= \frac{1}{2 Z} \left[\frac{a (h - h_1)}{a - b} - (h_1 - h_2) \right]
 \end{aligned}$$

Przez podstawienie w wyprowadzonych równaniach np. $n=1$ otrzymamy obliczenie rozpornicy trójkątnej, wyniki którego są identyczne z obliczeniem rozpornicy trójkątnej, wyprowadzonym inną drogą i podanym w którymkolwiek podręczniku statyki lub teorii mostów. Ta identyczność wyników w poszczególnym przypadku dowodzi słuszności i prawdziwości wyżej wprowadzonych wzorów w ogólnej postaci.

Z powyższych wywodów widzimy, że dźwigar belkowo-rozporowy ma wielkie zalety, a mianowicie:

- 1) pręty, jego przy każdym obciążeniu współpracują ze sobą idealnie, gdyż posiadają zawsze jednakowe naprężenie;
- 2) rozpornica pozwala wyzyskać w zupełności materiał, przez co budowla staje się jaknajekonomiczniejszą.

(Dok. nast.)

Wiadomości z literatury technicznej.

Gospodarka energetyczna.

— Największa siłownia wodna na kuli ziemskiej. Według „Elektr. Wld“ T. 100, str. 97, sprawa budowy największej siłowni wodnej na kuli ziemskiej mająca powstać na międzynarodowym (wspólnym) odcinku rzeki Św. Wawrzyńca (rys. 1), weszła — po dziesięcioletnich pertraktacjach między Kanadą a Stanami Zjedn. Ameryki północnej, zakończonych w dniu 13 lipca 1932 umową zawartą między obydwojema kontrahentami — w końcową fazę realizacji.

Długi, bo 10-letni okres pertraktacji tłumaczy się tem, że obok różnicy zdań dotyczących technicznego rozwiązania tego zagadnienia, wystąpiły w tej sprawie, także poważne trudności ekonomiczne i polityczne, które dla stworzenia tego monumentalnego dzieła inżynierskiego — trzeba było jaknajrychlej pokonać.

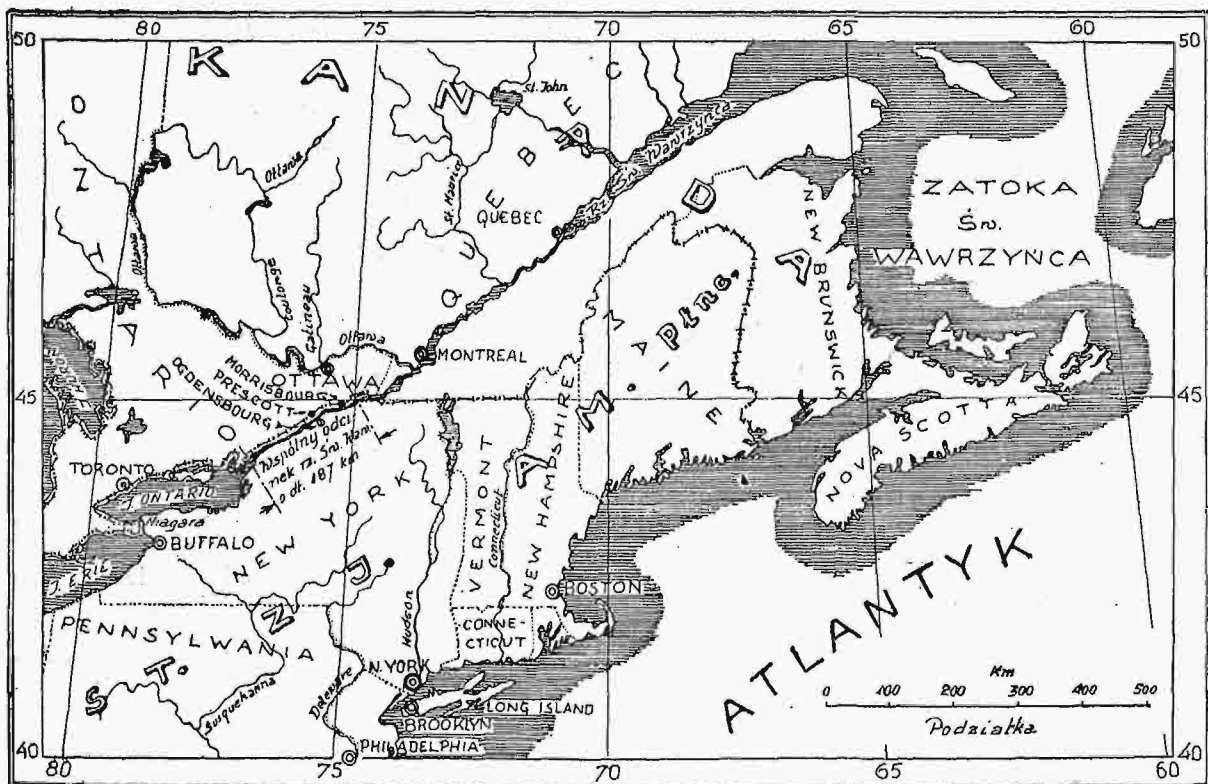
Podczas tych pertraktacji były Stany Zjedn. Am. pnc. bardziej zainteresowanym, a tem samem bardziej niecierpliwym kontrahentem i dlatego w niejednym żądaniu Kanady musiały ustąpić i zgodzić się na czasami twarde warunki stawiane przez mniej zainteresowaną Kanadę, które zajęła stanowisko wyczekujące, ponieważ jako mniej zainteresowana w zrealizowaniu tej budowy starała się gorączkowy pośpiech St. Zjedn. wykorzystać, co jej się w zupełności udało.

Korzyści i straty spowodowane realizacją omawianej budowy przedstawiają się w krótkim szkicu następująco:

Kanada jako kraj przeważnie rolniczy o stosunkowo bardzo słabej gęstości zaludnienia — ma bowiem zaledwie 8,788.000 mieszkańców na 9,368.000 km^2 , czyli 0,94 mieszkańca na 1 km^2 — posiada zupełnie wystarczającą produkcję prądu elektrycznego, tak dla celów rolniczych jak i przemysłowych a tem samem żadnych braków w tej dziedzinie nie odczuwa. Również wywóz i sprzedaż taniego prądu

elektrycznego sąsiednim Stanom Zjednoczonym Am. pńc. nie mógłby przynieść jej większych korzyści. Jedyną korzyścią ze zrealizowania omawianego projektu (w projekcie przewidziano również użegłownienie rzeki Św. Wawrzyńca dla statków oceanicznych o wielkiej pojemności zapomocą spiętrzenia wody nad progami (rys. 2) oraz skanalizowania tego odcinka rzeki, podobnie jak na odcinku Dniepru zapomocą tamy Dnieprostroju) byłoby bezpośrednie połączenie jej zachodnio-południowej prowincji Ontario z Atlantykiem drogą wodną łączącą Atlantyk z jeziorem Ontario. To połączenie jednak zdeklasowałoby potężny port kanadyjski Montreal, któryby musiał stracić część swego ruchu tonażowego i przeładowczego na rzecz portu Toronto i innych, któreby dopiero powstały.

Natomiast Stany Zjedn. jako kraj przemysłowy zyskują 1,6 miliona *KW* bardzo taniego prądu elektrycznego dla celów przemysłowych oraz bezpośrednie połączenie wodne z Atlantykiem stanów północno-wschodnich jak Wisconsin, Michigan, Illinois, Indiana i Ohio, leżących nad olbrzymim basenem pojezierza północnego, przyczem połączenie to nie tangowałoby ani interesów największego portu amerykańskiego New Yorku, ani też interesów innych stanów północno-wschodnich leżących bezpośrednio nad Atlantykiem.



Rys. 1.

Pozatem — przy zawieraniu umowy — trzeba było pokonać różnicę zdań występującą między kontrahentami, w dziedzinie technicznej. Kanada bowiem zażądała budowę dwóch siłowni a nie jednej, jak to zamierzały Stany Zjedn. twierząc, że dwie siłownie zapewniają lepszą ciągłość i pewność produkcji prądu elektrycznego.

Natomiast Stany Zjedn. projektowały tylko jedną siłownię a to ze względu na koszty budowy, ruchu, zarządu i obsługi, które przy dwóch mniejszych siłowniach są większe aniżeli przy jednej wielkiej. Pomimo, że ta sprawa, przy tak olbrzymim zakładzie o sile wodnej jest sprawą błahą i drugorzędną, Kanada swego projektu nie zmieniła i wola jej w zawartej umowie została uwzględniona.

Sam projekt oparto na następujących przesłankach:

Objętość sekundowego średniego rocznego odpływu rzeki Św. Wawrzyńca na odcinku między jeziorem Ontario a ujściem dopływu Ottawa (rys. 1) wynosi około $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ a najmniej odpływa na tym odcinku rzeki $4500 \text{ m}^3/\text{s}$. Różnica zatem między średnim rocznym a najmniejszym odpływem

jest nieznaczna a to ponieważ rzeka Św. Wawrzyńca jest przyrodzonym łożyskiem odpływu północnego zagłębia pojeziernego leżącego na pograniczu Stanów Zjednoczonych i Kanady. Stosunek więc N. W. : Śr. R. = 1 : 1,55.

Dla porównania podajemy poniżej stosunki najmniejszych do średnich rocznych odpływów sekundowych, dla niektórych przekrojów rzek polskich.

Rzeka	Przekrój	N. W.	Śr. R.	N. W. : Śr. R.
		m^3/s	m^3/s	
Wisła	Narożnik Montawski	250	930	1 : 3,72
Dniestr	Zaleszczyki . . .	28	220	1 : 7,85
Warta	Landsberg . . .	63	200	1 : 3,17
Niemen	Tylża . . .	150	550	1 : 3,67
Prypeć	Ujście do Dniepru	107	320	1 : 3,00

Na wspólnym odcinku rzeki zaprojektowano dwa stopnie spiętrzenia zapomocą jazów ruchomych, których stałą podbudowę oparto o wyspy. Pierwszy t. j. górny w *km* 146,8 (rys. 2) o wysokości spiętrzenia 9,8 *m* przechodzi przez wyspę

Crysler i drugi (dolny) w *km* 176,9 oparto o wyspę Massena. Wysokość spiętrzenia drugiego jazu wynosi 16,3 *m*.

Podaną sekundową objętością przepływu oraz utworzonymi zapomocą jazów stopniami spiętrzającymi wodę, uzyskuje się maksimum od 2 do 2,2 milionów *KM.*, a minimum 1,5 *KM* mocy.

Obie siłownie będą wyposażone 36-ma generatorami, każdy po 45000 *kW* (według projektu amerykańskiego) a całkowity koszt budowy przedstawi się następująco:

- Ruch ziemi, fundamenty, roboty betonowe i budowa siłowni (bez armatury) 212,520.000 *Zł.*
- Podbudowa 48,195.000 "
- Bagrowanie 178,500.000 "
- Budowa jazów ruchomych oraz armatura siłowni 373,380.000 "
- Koszty zarządu budowy wraz z pracami inżynierskimi 79,548.000 "
- Budowle nawigacyjne 82,700.000 "

g) Roboty regulacyjne dla celów nawigacyjnych w połączeniu z uzyskaniem siły wodnej	894.600.000 Zł.
Razem	1.969,443.000 Zł.

W powyższym kosztorysie zwraca uwagę rubryka e) koszty zarządu budowy i honorarja inżynierskie które w sumie wynoszą zaledwie 4% całej sumy kosztorysowej. Jest to kwota bardzo mała w stosunku do kosztów zarządu budowy i wynagrodzeń inżynierskich przyjętych w naszym kraju, które wynoszą przeciętnie około 15% sumy ogólnego kosztorysu.

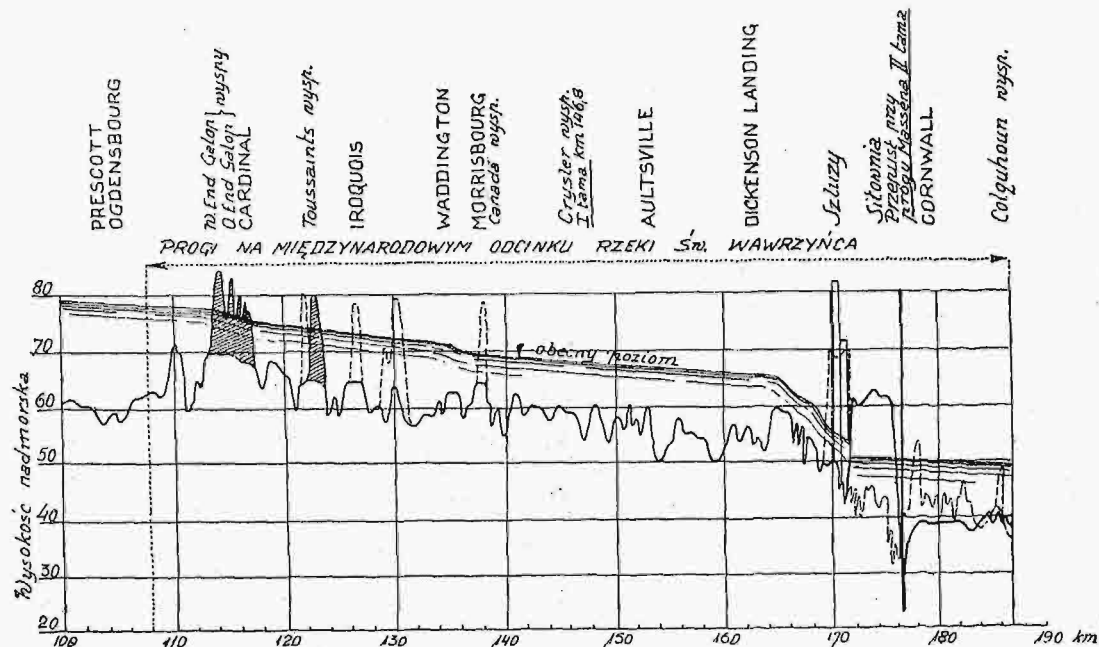
nowojorskie — pomimo wysokich cen węgla w tem mieście, z tej nowej produkcji prądu elektr. korzystać mogły.

Prawdopodobnie wytworzona moc będzie użyta do pokrycia szczytów pracy w elektrowniach północno-wschodnich stanów amerykańskich, analogicznie jak elektrownie Reńsko-Westfalskiego Zagłębia posiłkowane są siłą wodną rzek alpejskich.

Dr. A. P.

Lotnictwo.

— **Sowiety budują Zeppeliny.** Sowieckie władze lotnicze zarządziły budowę sterowca, całkowicie z metalu, o pojemności 1000 m³ wedle projektu inżyniera Tronsowskiego. Bę-



Rys. 2.

Cyfry powyższe wyjęto z kosztorysu projektu amerykańskiego sporządzonego dolarach am. przed dewaluacją a zamieniono je na zł. według relacji 1 dol. am. = 9,0 zł., celem porównania z naszymi stosunkami w dziedzinie inwestycji elektryfikacji kraju. Otóż całkowita suma kosztorysu zamierzonego ujęcia połowy mocy wodnej rzeki Św. Wawrzyńca (cała tej rzeki moc wynosi około 4 milj. KM.) równą jest globalnej sumie naszego jednorocznego budżetu bez odrębnych funduszy.

Oczywista rzecz, że koszty te obecnie po dewaluacji dolara am. obniżą się o około 20%, t. zn. wyniosą okragło 1.500 milionów zł.

Przytoczony kosztorys można uważać za bardzo korzystny, ponieważ kapitał zakładowy 1 kW instalowanej mocy wyniesie zaledwie 840 zł., wliczając tu także prace techniczne związane z uregulowaniem rzeki Św. Wawrzyńca dla statków oceanicznych.

Koszty te, które można uważać za minimalne w stosunku do przewidzianych korzyści — mają być rozłożone na obydwóch kontrahentów w stosunku do odnośnych korzyści jakie oba państwa uzyskają.

Wzmiankując o tej zamierzonej budowie „E. T. Z.” Tom 55, str. 403, zastanawia się nad skutkami gospodarczymi, jakie spowoduje ta największa na kuli ziemskiej, siłownia wodna i dochodzi do wniosku, że wszelkie prorocтва w tym kierunku są jeszcze przedwczesne i nie mają podstaw realnych. Nie można bowiem przyjąć, jak to niektórzy prorokowali, że realizacja opisanych siłowni wodnych spowoduje przewrót (revolution) w dotychczasowych stosunkach konkurencyjnych północno-wschodnich Stanów amerykańskich a szczególnie w Stanie i mieście New Yorku. Nie należy bowiem zapominać o odległości między projektowanymi siłowniami a New Yorkiem, którą trzeba pokonać — jest ona bowiem za wielką, aby n. p. połączone elektrownie

dzie to próba. Po pomyślnym rezultacie nastąpi budowa sterowca o pojemności 3000 m³, poczem na wiosnę r. 1935 przystąpi się do budowy sterowca-olbrzyma jak Zeppeliny.

— **Międzynarodowe muzeum lotnicze.** Rząd angielski przystępuje do zrealizowania wielkiego, od dawna omawianego planu urządzenia międzynarodowego muzeum lotniczego w Londynie.

W muzeum tem będą pomieszczone wszystkie modele aparatów lotniczych państw europejskich, amerykańskich oraz japońskich. Będzie na ten cel przeznaczony, względnie wzniesiony osobny gmach.

— **„Ptak nieba“** jest to tytuł pisma stowarzyszenia młodzieży angielskiej, ugrupowanej pod mianem: „Liga ptaków nieba“ (Skybird League). Zainteresowanie się lotnictwem wśród młodzieży Wielkiej Brytanji zatacza coraz szersze kręgi.

— **Stalowa wyspa na oceanie Atlantyckim.** Amerykańska fabryka stali Vickersa i angielski inżynier Woodson opracowali plan budowy wyspy stalowej na oceanie Atlantyckim pod 40° szerokości geograficznej kosztem 16 milionów dolarów. Byłoby to lądowisko nie tylko dla samolotów, ale i okrętów. Firma Vickers proponuje budowę wyspy stałej, nieruchomej, zaś inż. Woodson ruchomej, gdyż taka wytrzyma łatwiej niszczycielską siłę fal morskich.

Inż. A. W. Krüger.

Beton.

— **Doświadczenia z betonem glinowym na przyczepność** omawia Dr. Tillmann w *Mitteil. Wiener Städt. Prüfungsanstalt* (1934, str. 1). Ponieważ inżynierowie z praktyki zakwestjonowali przyczepność betonu glinowego po 1 roku, doświadczalnia wiedeńska miejska wykonała odnośne doświadczenia, przyczem użyto betonu, pochodzącego z różnych

krajów i otrzymała wytrzymałość na przyczepność 24·4, 20·3 i 23·1 kg/cm^2 , z czego wynika, że gdy przyjmiemy przyczepność 5 kg/cm^2 , mamy co najmniej 4-krotną pewność.

Dr. M. Thullie.

Mosty.

— Łukowe mosty z rzutem poziomym w łuku omawia Schw. Bauz. (1933 II. str. 218). Dwa takie mosty zbudowano w Szwajcarii na potoku Bohl pod Habkern dla $l=14·4 m$ i na potoku Schwand pod Schwarzenburg dla $l=37·4 m$. Pierwszy most drogowy ma w rzucie łuk o $r=15 m$, drugi o $r=22$ do 30 m . Było to najtańsze rozwiązanie zagadnienia.

— Największy most żelbetowy omawia prof. Dr. Roß w Schw. Bauz. (1933 II. str. 301). Jak wiadomo dotychczas największą rozpiętość miał most łukowy żelbetowy w Plougastel $l=180 m$, po nim most de la Caille o $l=140 m$. Obecnie wybudowano most obok Stokholmu na Tranebergsund żelbetowy o $l=181 m$ a $f=26·2$. Most składa się z dwu łuków o szerokości 9 m , podtrzymujących 2 tory kolei, jezdnię drogową 14·5 m i dwa chodniki 2·0 i 2·5 m szerokie. Grubość łuku wynosi w kluczu 3·0 m , na podporach 5·0 m . Przekrój jest skrzynkowy, przyczem 9 m szeroką skrzynkę przedzielono dwiema ścianami pionowymi na trzy skrzynki. Rusztowanie było łukiem żelaznym blaszanym o wysokości przekroju stałej 2·4 m ze stali manganowej. Łuk ten o $l=172 m$ był blaszany i składał się z części około 10 m długich. W fabryce części tego łuku wykonywano zupełnie znitowane, a potem na stałym rusztowaniu złożono dwa takie łuki, połączone ze sobą poprzecznicą, do połowy rozpiętości. Ważyły one 200 t , na miejsce sprowadzono je na tratwach. W środku rozpiętości zbudowano wieżę rusztowaniową, podniesiono środek łuku na daną wysokość i oparto na wieży. To samo zrobiono z drugą połową łuku i połączone obie połowy w kluczu*).

Dr. M. Thullie.

RÓŻNE SPRAWY.

W sprawie utrzymania Wydziału Rolniczo-Lasowego na Politechnice Lwowskiej odbyło się dn. 3. października 1934 r. zebranie w Polskim Towarzystwie Politechnicznym, które zagał Prezes Towarzystwa Inż. Stanisław Rybicki zaznaczając, że Polskie Towarzystwo Politechniczne, które swego czasu dało inicjatywę do założenia Akademii Technicznej we Lwowie i późniejszego przekształcenia jej na Wyższą Szkołę Politechniczną a nadto stałe zajmowało się żywo sprawami szkolnictwa zawodowego, miało prawo i obowiązek zabrania głosu w tej sprawie. Z tego też powodu zwołało dzisiejsze zebranie. Następnie udzielił głosu Prezes Rybicki Dr. Kazimierzowi Paparze, Prezesowi Izby Rolniczej, który w przemówieniu swoim skreślił historję Szkoły Rolniczej w Dublanach, założonej przez Towarzystwo Rolnicze, później objętej przez Galicyjski Wydział Krajowy, a wreszcie w r. 1919 przez Rząd polski przyłączonej, łącznie z Lwowską Szkołą Lasową jako Wydział Rolniczo-Lasowy do Politechniki Lwowskiej. W dalszym ciągu Prelegent datami statystycznymi wykazał, że wszystkie istniejące w Polsce pięć Wydziałów rolnych nie pokrywają zapotrzebowania inżynierów rolnych, którzy przecież pracują nietylko w terenie jako rolnicy-praktycy, lecz także w urzędach państwowych jako instruktorzy, referenci rolni, inspektorzy itp.

J. M. Rektor Prof. Bronisław Janowski przedstawił wyczerpująco organizację Oddziału rolnego w Dublanach i wykazał, że Oddział ten posiada potrzebne bogate środki i zakłady naukowe umożliwiające mu nietylko należyte kształcenie młodzieży w zawodzie rolnym, lecz także prace

*) O moście tym pisał już Prof. Kuryłko w Nr. 20 *Czasop. Techn.* z r. 1933.

naukowe nad pogłębieniem, tak ważnej dla naszego kraju wiedzy rolniczej.

Prof. Inż. Witold Roszkowski przedstawił obecny stan gospodarki lasowej w Polsce i zajął się sprawą Oddziału Lasowego, przyczem wykazał konieczną potrzebę utrzymania nadal Wydziału Rolniczo-Lasowego.

Po otwarciu dyskusji zabrał głos Jego Magnificencja Rektor Politechniki Prof. Dr. Otto Nadolski wyrażając podziękowanie Polskiemu Towarzystwu Politechnicznemu za zwołanie tego zebrania, Prelegentom za znakomite referaty i poparł zaproponowane rezolucje, które przyjęto jednogłośnie.

Rezolucje te opiewają:

Zebrani na posiedzeniu dnia 3. października 1934 r. członkowie Polskiego Towarzystwa Politechnicznego we Lwowie po wysłuchaniu referatów i przeprowadzonej dyskusji dochodzą do przekonania, że zwinienie Wydziału Rolniczo-Lasowego Politechniki Lwowskiej spowodowałyby musiało poważne straty dla gospodarstwa społecznego Polski, a to ze względów następujących:

1. Dział rolniczy tegoż Wydziału jest najlepiej ze wszystkich wyższych Uczelni rolniczych w Polsce wyposażony w Zakłady i pracownie naukowo-rolnicze, pola doświadczalne, muzea, zbiory i biblioteki, posiada własne gospodarstwo z pełnym inwentarzem martwym i żywym i mimo zwinienia względnie nieobsadzenia niektórych katedr wykazuje pełną żywotność tak w kierunku dydaktycznym jak i badawczo-naukowym, stanowi zatem placówkę, na której zarówno kształcenie sił rolniczych jak i prowadzenie badań z zakresu wytwórczości roślinnej i zwierzęcej, oraz ekonomiczno-rolniczych znajdują jaknajlepsze warunki rozwoju.

2. Utrzymanie Wydziału Rolniczo-Lasowego w Politechnice Lwowskiej jest konieczne: ze względu na bezpośredni interes Państwa i jego bezpieczeństwo w razie wojny, ze względu na poprawę stosunków hydrograficznych, a w następstwie tego zmniejszenie ilości powodzi i złagodzenia ich skutków, ze względu na wyjątkowo korzystne warunki geograficzne Lwowa, umożliwiające tej najstarszej polskiej uczelni najlepsze przygotowanie słuchaczy do wykonywania swego zawodu, a w szczególności do prowadzenia gospodarki leśnej w Karpatach, wreszcie ze względu na interes uczącej się młodzieży oraz stosunki kulturalne i polityczne na południowo-wschodnich Kresach Państwa. Zarazem należy podnieść, że Oddział lasowy Politechniki Lwowskiej stoi w chwili obecnej najwyżej z istniejących Oddziałów pod względem organizacyjnym, gdyż wszystkie Katedry i Zakłady naukowe są obsadzone i wydawnie produktywne.

Kongresy i Zjazdy.

VIII Zjazd Naftowy, organizowany przez Radę Zjazdów Naftowych przy Stowarzyszeniu Polskich Inżynierów Przemysłu Naftowego, odbędzie się w bieżącym roku we Lwowie w dniach 7, 8 i 9 grudnia. Poprzednia koncepcja urządzenia tegorocznego zjazdu w Krakowie odpada z powodu trudności technicznych.

Obrady Zjazdu odbywać się będą w sekcjach: kopalnianej, która obejmie również problemy geologiczne, rafineryjnej i gazowej. Zakres Zjazdu będzie w bież. roku znacznie rozszerzony, gdyż równocześnie ze zjazdem naftowym, odbędzie się I. Regionalny Zjazd Sekcji Gazu Ziarnego Zrzeszenia Gazowników i Wodoc. Polskich, którego obrady odbywać się będą wspólnie z sekcją gazową zjazdu naftowego.

Dotychczas zgłoszony już został szereg referatów, dotyczących zagadnień technicznych. Poza to ogłoszone zostaną referaty, dotyczące zagadnień gospodarczych, organizacyjnych i ustawodawczych.

Zgłoszenia referatów przyjmuje sekretariat generalny zjazdu w Borysławiu (Stow. Pol. Inż. Przem. Naft.) do końca października b. r.